GRAĐEVINAR

2

ČASOPIS DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH INŽENJERA I TEHNIČARA N. R. H.

GODINA X

VELJAČA 1958



»GRAĐEVINAR«

GOD. X. BROJ 2

SADRŽAJ:

SARADNICI!

OLAKŠAJTE RAD REDAKICONOM ODBORU I UREDNIKU

Ako želite da Vaš članak bude što prije objavljen, držite se uputa:

DVA PRIMJERKA tipkana na stroju potpuno spremna za štampu neophodno su potrebna;

tipkanje PROREDOM sa slobodnim RUBOM 5 cm ŠIRINE s lijeve strane omogućuju unašanje potrebnih korektura na jasan i pregledan način;

CRTEŽI IZRAĐENI TUŠEM jedino mogu da se upotrebe za izradu klišeja; slova i brojke na crtežima moraju bit tako veliki, da nakon smanjenja na format lista (8 odn. 16,5 cm širine) budu najmanje 1 mm visoki; svi naknadni ispravci crteža idu na račun autora;

fotografije kontrastne na sjajnom papiru daju dobre klišeje;

Popis crteža i slika s rednom numeracijom olakšava orijentaciju, pa se izbjegava zametanje; sve slike priložiti odvojeno od teksta;

jasno i koncizno izražavanje u duhu jezika olakšava čitanje i povećava razumljivost, a štedi i na skupocijenom prostoru u listu.

Više slika, manje teksta — Vašem će se radu pokloniti više pažnje!

Čitaoci traže više članaka na manje stranica; zadovoljite čitaoce, oni će Vam biti zahvalni!

Svi se objavljeni radovi honoriraju po tarifi, slike se računaju kao tekst.

RUKOPISI SE NE VRAĆAJU, zadržite za sebe kopiju!

Časopis izdaje: Društvo građevinskih inženjera i tehničara NRH, Zagreb, Berislavićeva ul. 6.

Glavni urednik: Dr. ing Ervin Nonveiller.

Tehnički urednik: ing. Lida Zlatić.

Administracija: Zagreb, Berislavićeva 6 — Tel. 36-271 — Tek. račun kod Komunalne banke Zagreb 40-KB-4/Ž-1151

Tisak »TIPOGRAFIJA« grafičko-nakladni zavod, Zagreb

»GRAĐEVINAR«

ČASOPIS DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH INŽENJERA I TEHNIČARA HRVATSKE

ZAGREB, BERISLAVIĆEVA 6 — TEL. 36-271

12 BROJEVA GODIŠNJE S AKTUELNIM I INTERESANTNIM SADRŽAJEM

Časopis izlazi svakog mjeseca, i to najmanje na 24 stranice. Pretplata iznosi godišnje:

za poduzeća i ustanove	Din	1.600.—
za ostale pretplatnike	„	900.—
za đake Građevinske srednje tehničke škole i studente Građevinskog fakulteta	„	400.—
pojedini broj	„	80.—
za inostranstvo	„	4.000.—

Pretplate za pola godine su srazmjerno za 10% skuplje.

Pretplata se plaća unaprijed na tek. račun 40-KB-4/Ž-1151 ili u administraciji časopisa dnevno od 10 do 12 sati.

»GRAĐEVINAR« časopis Društva građevinskih inženjera i tehničara N. R. H. ima razvijenu oglasnu službu s ovim kategorijama oglasa:

1. **Oglašivanje privredne djelatnosti**

naslovna strana	Din	30.000.—
omotne strane	„	25.000.—
ostale strane 1/1	„	20.000.—
ostale strane 1/2	„	12.000.—
ostale strane 1/4	„	8.000.—

2. **Ponuda i potražnja materijal, najam strojeva i inventara, oglasi licitacije**

strana 1/1	Din	25.000.—
strana 1/2	„	15.000.—
strana 1/4	„	10.000.—

3. **Ponuda i potražnja namještenja**

strana 1/1	Din	30.000.—
strana 1/2	„	18.000.—
strana 1/4	„	12.000.—
strana 1/8	„	7.000.—
strana 1/12	„	5.000.—
Članovi DIT-a 1/12	„	500.—

Oglasi se primaju do najmanje 10 dana **PRIJE IZLASKA LISTA.**
Kod narudžbe za oglas u više uzastopnih brojeva 10% popusta.
Ako se oglas naruči izravno u našoj administraciji dajemo 10% popusta.
Svaki oglas u našem listu čitaju svi građevinari u zemlji!

OGLAŠUJTE U »GRAĐEVINARU«!



GRAĐEVINAR

GOD. X. VELJAČA 1958 BROJ 2

BETONSKE ZAVJESE -- JEDNA OD KARAKTERISTIČNIH PRIMJENA BUŠAĆE GARNITURE BENOTO

Ing. **Zlatko Šimatić,** »Elektrosond«, Zagreb

Povodom 10-godišnjice »Elektrosonda«, poduzeće za ispitivanje i konsolidaciju terena u Zagrebu, iznose se pojedini interesantni podaci s područja zavjesa sistema šipova kao rezultat probnih i laboratorijskih radova poduzeća »Elektrosond«

I. Općenito o primjenama Benoto garniture tipa C. P. 5

1. Osnovne karakteristike garniture

Benoto garnitura je uređaj za bušenje bušotina velikih profila. Tip Benoto garniture C. P. 5 opremljen je priborom za bušenje bušotina profila 800 i 1000 mm.

Bušenje se izvodi uz zaštitu čelične obložne kolone. Kolona se spušta na taj način, da se iz kolone automatskim hvatačem vadi materijal, pa ona propada pod svojom težinom. To spuštanje kolone se pospješuju njenim »laviranjem«. (Posebnim strojem pomoću jedne poluge kolona se okreće za stanoviti kut lijevo i desno). Dizanje i spuštanje automatskog hvatača za vađenje materijala iz kolone kao i manipulacija s obložnim kolonama vrši se vitlom same bušilice. Pogonski motori oba postrojenja same bušilice i uređaja za »laviranje« kolona su po 60 KS. Oba uređaja su na točkovima, tako da su pogodni za transport. Kompletna garnitura s oba stroja prikazana je na slici 1, a faze bušenja i betoniranja shematski su prikazane na slici 1a i 1b.

Prikladne dubine bušenja bez posebnih poteškoća su do 50 m.

Kao granični uslovi za efikasnu primjenu garniture s obzirom na sastav terena mogu se postaviti: tvrdoća stijene do tvrdoće mekih lapora, a veličina čestica — blokova do profila 50 cm. Primjenom sjekača mogu se prelaziti i tanji slojevi stijena većih tvrdoća.

2. Različite primjene garniture

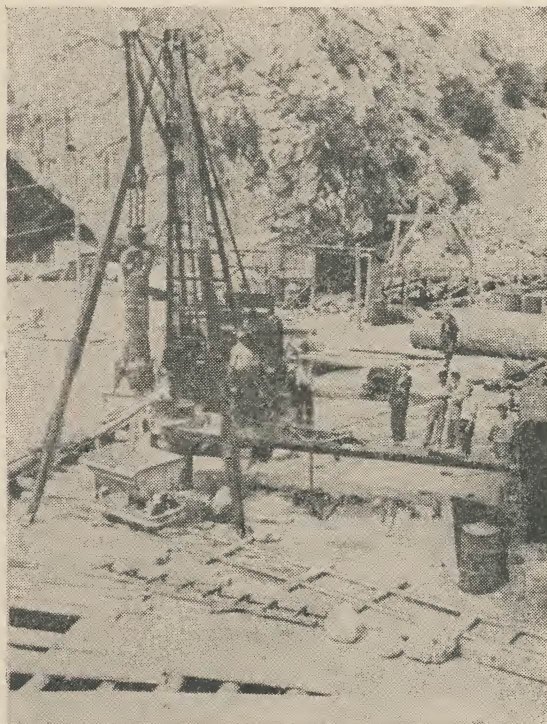
Prednost garniture, bušenje bušotina velikih profila, omogućilo je njenu vrlo široku primjenu u inozemstvu. I u našoj zemlji danas već imamo nekoliko vrlo uspješnih rješenja, dobivenih korištenjem prednosti te garniture. Iznosimo područja pojedinih karakterističnih primjena:

1. *Fundiranje na šipovima.*

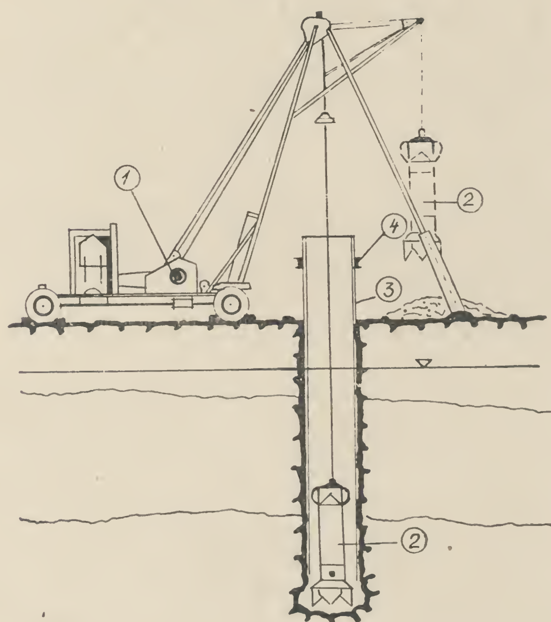
Naročito prikladno u strujama podzemne vode ili kod agresivnih voda primjenom zaštitnih betonskih prstenova. Kod nas je primijenjeno fundiranje na šipovima pojedinih dalekovodnih stupova u blizini rijeke Save na dalekovodu Jajce—Zagreb (dionice Una—Mraclin i Klara—Resnik).

2. *Izvedba bunara za opskrbu vodom ili različitih drenažnih bunara.*

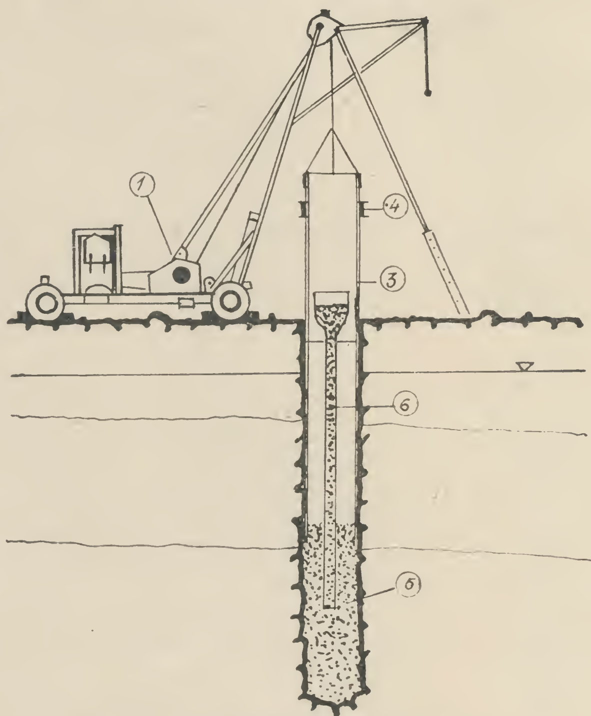
Interesantan takav bunar izveden je u tvornici celuloze u Prijedoru, a momentano je u toku izvedba nekoliko bunara u Padinskoj Skeli (Pančevački rit).



Sl. 1. Pogled na Benoto garnituru C.P.5 u radu



Sl. 1a — Shematski prikaz bušenja



Sl. 1b — Shematski prikaz betoniranja

(1) Vitlo bušilice — (2) Automatski hvatač u položaju iskopa odnosno degažiranje materijala — (3) Čelična obložna kolona — (4) Prsten poluge (koja nije prikazana) za laviranje kolone — (5) Ugrađeni beton — (6) Lijevak za podvodno betoniranje

3. *Izrada okana u rudnicima.*

Uspješno su izvedena takva okna u rudniku Ladanje. Klasična izvedba bunara podgrađivanjem nije bila moguća.

4. *Osiguravanja obala kod rijeka i izvedba pristaništa.*

5. *Izvedba zavjesa sistema šipova.*

Područja primjene su vrlo široka. Svrha ovog članka je, da u daljnjem tekstu prikaže u kratkim crtama razne sisteme takovih zavjesa i da pokaže rezultate, koji su dobiveni na temelju laboratorijskih i probnih radova poduzeća »Elektrosond«. Detaljni podaci o samim takvim zavjesama izneseni su u referatu o zavjesama sistema Benoto šipova, održanom na IV. savjetovanju jugoslavenske sekcije za visoke brane u Skopju.

II. Zavjese sistema Benoto šipova

1. Uvod

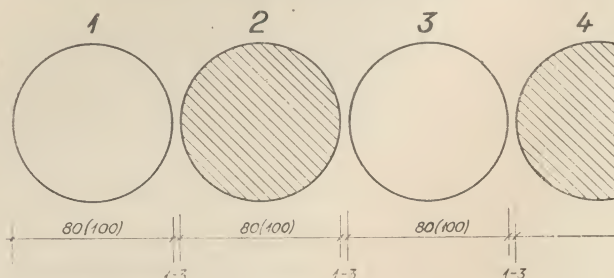
Kod različitih građevinskih zahvata u pojedinim terenima veće ili manje propusnosti za vodu susrećemo se s problemom obrane od procjedivanja vode. Taj je problem ili privremenog karaktera kod zaštita građevnih jama, t. j. privremeni objekt ili stalna građevina kod izvedbe za vodu nepropusnih zavjesa ispod brana, pregrada, ustava i sličnih građevina.

U pojedinim slučajevima klasična raspoloživa sredstva i metode, rad pod zaštitom pumpi, drveno, betonsko ili čelično žmurje, kesoni i slično ili zakazuju, ili se postavlja pitanje njihove ekonomične primjene. Injektiranje kao mlada građevinska metoda uspješno proširuje krug dosadašnjih rješenja i postupaka.

Daljnja metoda za rješavanje tog problema, koja ili omogućuje proširenje građevinskih zahvata na nova područja, ili je ekonomičnija od dosadašnjih metoda, je izvedba zavjesa sistema šipova. Pod zaštitom čelične obložne kolone izvode se jedan do drugoga betonski šipovi, koji tvore kontinuiranu betonsku zavjesu.

2. Sistemi zavjesa i način izvedbe

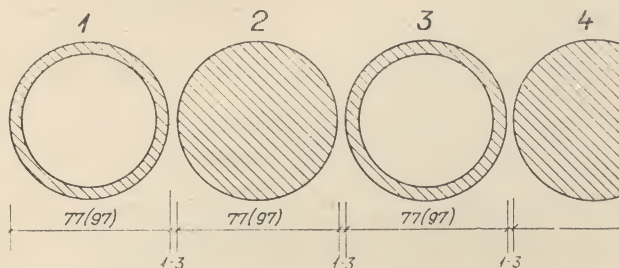
Osnovni problem takovih zavjesa su spojevi šipova. Da bi se ovi spojevi što bolje rješili, t. j. da bi se postigla potrebna nepropusnost zavjese za vodu kao cjeline u pojedinim uslovima terena, postoji niz sistema takovih zavjesa i načina izvedbe. Iznosimo neke karakteristične mogućnosti.



Sl. 2 — Sistem običnih dodirnih šipova

1. *Sistem dodirnih šipova.*

Buši se i betonira svaki drugi šip. Naknadno se izvode među šipovima vezni šipovi. Razmak prvo izvedenih — osnovnih šipova — može biti jednak promjeru veznog šipa, uvećan za debljinu obložne kolone ,a može biti i manji. U drugom slučaju linija središta veznih šipova je pomaknuta od linije središta osnovnih šipova. Osnovni šipovi mogu biti izvedeni od običnog betona ili od plastičnog betona (beton s dodatkom gline i drugih dodataka). U pojedinim slučajevima, kao na pr. kod jačih podzemnih strujanja, osnovni šipovi se mogu obložiti posebnim betonskim prstenovima (cijevima). Ugradnja betonskih prstenova se vrši paralelno s izvlačenjem čelične obložne kolone i kasnije se naknadno izbetonira jezgra unutar betonskih prstenova.



Sl. 3 — Sistem obloženih dodirnih šipova

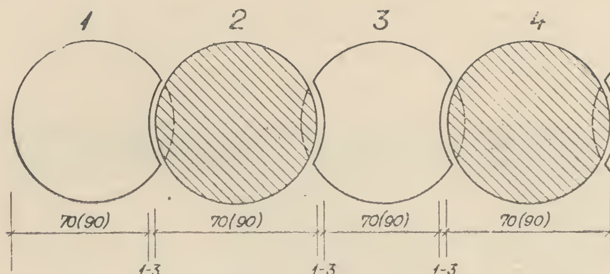
Ugradnja samog betona se vrši po jednoj od metoda podvodnog betoniranja. Betoniranje veznog šipa vrši se injektiranim betonom, t. j. najprije se ugradi granulirani agregat, a potom injektira cementnim malterom uz postepeno podizanje čelične obložne kolone. Na taj se način s injektiranim betonom osigurava kontinuitet šipova. Daljnja mogućnost betoniranja veznih šipova je pomoću pervibratora, ugrađenog u visini donjeg ruba obložne kolone.

Na slici 2 i 3 prikazane su dvije kombinacije takvog sistema. Na slici br. 3 za osnovne šipove primijenjeni su betonski prstenovi.

2. *Sistem zasječenih šipova.*

Da bi se dobila veća površina kontakta šipova s veznim šipovima, zasijecaju se osnovni šipovi. U tom slučaju osnovni šipovi treba da budu od plastičnog betona, kako bi se omogućilo jednostavno bušenje veznih šipova. Sve ostalo je isto kao kod gore opisanog sistema. (Vidi sl. 4).

Za slučaj terena s malim procentualnim sastavom finijih frakcija interesantna je ideja Ing. Milana Mrvoša (Elektroprojekt, Zagreb). Buši se svaki drugi šip na razmaku manjem od promjera šipa. Bušotine se ispunjavaju granuliranim agregatom. Zatim se buše vezni šipovi, zasijecaju ranije bušotine i također ispunjavaju agregatom. Kad je tako pripremljen određeni sektor zavjese, prilazi se injektiranju granuliranog agregata.



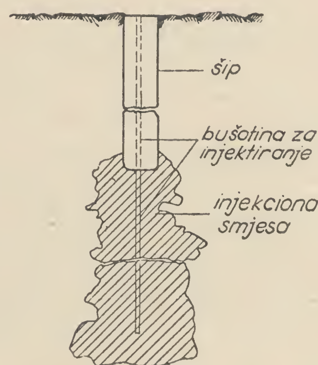
Sl. 4 — Sistem zasječenih šipova

3. *Kombinirani sistemi šipova i injektiranja.*

Kombiniranje šipova i injektiranja može imati dvije svrhe. Injektiranje može služiti kao dodatno osiguranje veze šipova u svrhu eventualnog smanjenja procjednih voda. Nadalje se injektiranje može primijeniti kao produžetak zavjese u veće dubine. Takav slučaj prikazan je na slici br. 5.

Na osnovu detaljnijeg razmatranja osnovnog problema takovih zavjesa — rješenje spojeva — najveća pažnja je posvećena sastavu betona i njegovoj ugradnji.

Kod sastava betona i načina ugradnje vodilo se računa o što boljoj penetraciji betona u okolni teren. Usto beton osnovnih šipova mora imati i polagani prirast čvrstoće, kako ne bi dolazilo do poteškoća kod bušenja veznih šipova. Zaključak tih razmatranja je bio: primjena plastičnog betona za osnovne šipove, a injektiranog betona za vezne šipove.



Sl. 5 — Produbljenje betonske zavjese injektiranjem

3. Laboratorijske predradnje

Kako iz domaće prakse i kod nas objavljene literature nismo mogli doći do sastava betona traženih karakteristika, a podatke iz strane literature morali smo prilagođivati domaćim sirovinama, bili smo prisiljeni da do osnovnih podataka dođemo laboratorijskim istraživanjem. Ne ćemo se upuštati na ovom mjestu detaljnije u problematiku tih istraživanja, koja će biti opširnije opisana u jednom od narednih brojeva ovog časopisa.

Kod veznog sredstva plastičnog betona iskorištavali smo dugogodišnja iskustva s cementno-glinenim i cementno-betonitnim suspenzijama koje su

primjenjivane kod injekcionih radova. Ta iskustva su nadopunjena s posljednjim rezultatima primjene trasa.



Sl. 6. Pogled na kocke ispiljene iz šipova od injektiranog betona

Daleko je teži i dulji put bio s injektiranim betonom. U fazi pripreme za radove na probnom bunaru na Žitnjaku u Zagrebu bila su izvršena prva laboratorijska istraživanja injektiranog betona. U toj fazi, uz ostale bitne osobine injektiranog betona (penetrabilnost, kompaktnost, mala kontrakcija), težište je postavljeno na čvrstoću, jer je injektirani beton u toj fazi istraživanja promatran sa šireg aspekta njegove primjene. Podaci s prve faze ispitivanja injektiranog betona primijenjeni su i kod probnih radova betonskih zavjesa na Žitnjaku. To svakako nije optimalno rješenje. Uz ostale nužne osobine injektiranog betona, težišni zahtjev kod zavjesa je nepropusnost za vodu. S obzirom na opterećenje zavjesa pitanje čvrstoće betona nije od bitnog značaja. Osim toga, s druge strane treba težiti i ka homogenom rješenju zavjese, t. j. da se dobiju slične karakteristike plastičnog i injektiranog betona.

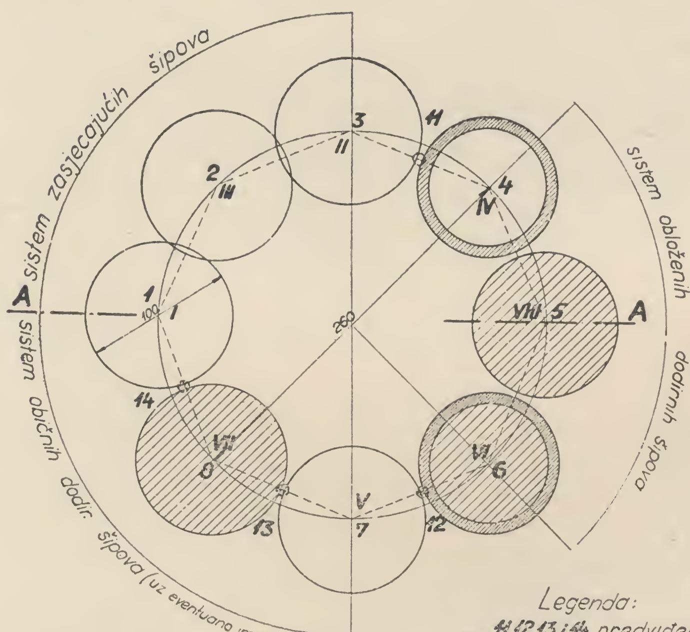
Ta laboratorijska ispitivanja su u toku.

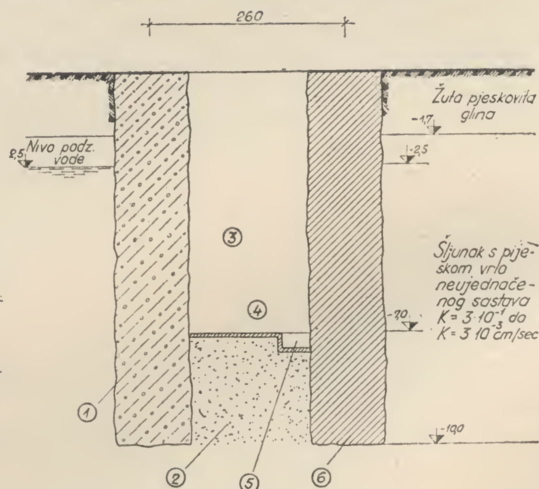
Optimalni sastavi plastičnog i injektiranog betona, dobiveni laboratorijskim istraživanjem, primijenjeni su na probnim radovima na Žitnjaku i izneseni su u daljnjem tekstu.

4. Radovi na probnom bunaru na Žitnjaku u Zagrebu

U svrhu dobivanja što točnije slike o tom, što se može dobiti s pojedinim sistemima Benoto šipova uz stanovite uslove, kao i zbog provjeravanja pojedinih laboratorijskih ispitivanja i drugih razmatranja, izveden je probni bunar na Žitnjaku u Zagrebu.

Stijene probnog bunara izvedene su od Benoto šipova, poredanih jedan do drugoga, tako da tvore kontinuiranu betonsku zavjesu. Promjer po osi šipova je 2,60 m. Šipovi su profila 1000 mm. Dubina šipova je 10,0 m. Nivo podzemne vode je bio na 2,50 m ispod terena. Bunar je iskopan do dubine 7,0 m. Tlocrt i uzdužni presjek bunara, kao i hidrogeološke osobine, dani su na slici 7. Slika 8





Sl. 7. Tlocrt i presjek probnog bunara na Žitnjaku u Zagrebu

prikazuje pogled na bunar. Na slici se vidi šip br. 4, koji je obložen betonskim cijevima. Praznine lijevo i desno od šipa br. 4 su mjesta šipova br. 3 i 5, odakle su uzimane probne kocke za ispitivanje čvrstoće. Na izvedenom probnom bunaru ispitana su tri sistema.

1. *Sistem zasječenih šipova:* beton šipova plastičan.

2. *Sistem obloženih dodirnih šipova:* dva krajnja šipa obložena betonskim prstenovima (cijevima), čija šupljina je ispunjena betonom; srednji (vezni) šip se izvodi naknadno, od injektiranog betona.

3. *Sistem običnih dodirnih šipova:* dva krajnja šipa izvedena od plastičnog betona, a srednji šip kao u prethodnom slučaju. Zbog ojačanja kontakta (veze šipova) bilo je predviđeno injektiranje pojedinih spojeva šipova. Probna pumpanja vode prije i poslije izvedbe betonske zavjese pokazala su, da to injektiranje nije potrebno, jer su se dobili rezultati, koji se već mogu ocijeniti kao vrlo povoljni.



Sl. 8. Pogled na jedan obloženi šip probnog bunara na Žitnjaku

Nakon probnih pumpanja vode po izvedbi betonskih stijenki bunara vršen je iskop bunara i detaljno promatranje izvedene zavjese.

Na sl. 9 vidi se pogled na stijenke (šipove) otkopanog probnog bunara. S lijeva na desno su šipovi broj 6, 7, 8, 1, 2, 3 i 4. Na šipu br. 6 vidi se ugrađena cijev za promatranje dubine podzemne vode. Na dnu bunara vide se pregradice i cjevčice za mjerenje dotoka vode kroz spojeve šipova.

Karakteristične vrijednosti i dobiveni rezultati:

a) Plastičan beton

— sastav: agregat prirodni savski

⌀ 0—5 mm	26%
⌀ 5—30 mm	56%
⌀ veći od 30 mm . . .	18%
cement »Beočin« p. c. 250 . . .	240 kg/m³
bentonit G-37 aktiviran s Na_2CO_3	46 kg/m³
tras mljeven kao cement p. c. 250	30 kg/m³
vodocementni faktor	1

— ugradnja: podvodno betoniranje kroz cijevi.

— srednje čvrstoće na probnim kockama:

$$\sigma_{28\ dana} = 38\ kg/cm^2,$$

$$\sigma_{52\ dana} = 65\ kg/cm^2;$$

— srednja čvrstoća na izvađenim kockama iz šipova

$$\sigma_{250\ dana} = 76\ kg/cm^2.$$

b) injektirani beton

— sastav agregata:

granulirani šljunak 10—25 mm . .	33%
,, ,, 25—50 mm . .	67%

— sastav maltera (injekcione smjese):

cement p. c. 250	25 kg
tras mljeveni kao cement p. c. 250 .	5 kg
solpenetrit (plastiment)	0,3 kg
pijesak 0,25—1,0 mm	62 kg
voda	30 l

— srednja čvrstoća na kockama izvađenim iz šipova

$$\sigma_{235\ dana} = 157\ kg/cm^2,$$

— srednja čvrstoća na izbušenim jezgrama prosječnog odnosa dužine i širine 1 : 1 (⌀ cca 100 mm):

$$\sigma_{235\ dana} = 174\ kg/cm^2.$$

c) Propusnost betona za vodu.

U svrhu dobivanja orijentacionih vrijednosti o propusnosti ugrađenog betona za vodu primijenjen je način ispitivanja uobičajen kod ispitivanja propusnosti terena za vodu.



Sl. 9. Pogled na probni bunar

Na 22 m šipova ispitana je propusnost za vodu ubrizgavanjem vode pod pritiskom 2—4 atm u bušotine izbušene u sredini šipova. Dobiven je ovaj rezultat:

$$K_L = 0{,}00 \text{ l/min m.}$$

Na dva šipa propusnost za vodu je mjerena promatranjem snižavanja nivoa vode u izbušenim bušotinama, pa je dobiveno

$$K_D = 10^{-7} — 10^{-6} \text{ cm/sec.}$$

d) Propusnost za vodu u spojevima šipova.

Nakon iskopa jezgra bunara do 7,0 m dubine izvedene su na dnu bunara male pregradice na spojevima šipova. Samo dno bunara je izbetonirano. U pregradice se je slivala voda, koja se procjeđivala kroz spojeve. Na taj način su se mogle mjeriti vrijednosti procjednih količina vode kroz spojeve šipova. Dobivene su ove vrijednosti protoka pod srednjim pretlakom od 2,1 m:

— granične vrijednosti:

Q = 0,00 do Q = 1,36 l/ min m spoja šipa

— srednja vrijednost:

Q = 0,09 l/min m spoja šipa

Na slici 10 se vidi detaljan pogled na pregradicu za mjerenje procjednih voda kroz šipove kao i spoj šipova broj 7 i 8. Vidi se i procjeđivana voda.



Sl. 10. Pogled na spoj šipova broj 7 i 8 na dnu bunara

e) Ukupna propusnost za vodu zavjese — stijenke bunara:

Ukupni dotok vode u bunar mjeren na sabirnom bunarčiću na dnu bio je Q = 5,50 l/min.

Taj dotok se sastoji od gore iznesenog procjeđivanja kroz spojeve šipova, procjeđivanja kroz sam beton šipova i dno bunara, kao i od drugih nekontroliranih procjeđivanja s površine terena. Ako uzmemo da se cijela ta količina vode procjeđuje kroz efektivnu plohu bunara, dobivamo pod srednjim pritiskom podzemne vode od 2,10 m specifični dotok vode od

$$Q = 0{,}16 \text{ l/min m}^2 \text{ plohe oboda bunara}$$



Sl. 11. Pogled na spoj šipova broj 4 i 5

f) Vertikalnost šipova:

Vertikalnost je bilo teško mjeriti, zbog neravnih ploha šipova. Odstupanja od vertikale u smjeru osi bunara u približnim vrijednostima iznose:

— granične vrijednosti 0 do 1,2%,

— srednja vrijednost 0,5%

Literatura:

V. Stubičan i A. Strmac, Nafta br. 2, 39, 1953.

V. Stubičan, M. Kurtagić i N. Lisenko: »Razvitak metode injektiranja glineno-cementnim injekcijama« — Saopćenja s trećeg savjetovanja Sekcije za visoke brane.

Le béton prepakt, izdanje Soletanche, Paris.

Benoto prospekti, Paris.

ARMIRANI STUP OD OPEKE EKSCENTRIČNO OPTEREĆEN

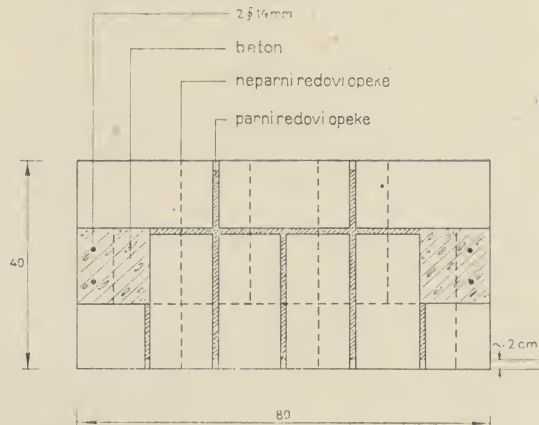
Zlatko **Kostrenčić**

Armirani stupovi od opeke, kamena ili sličnog materijala izvode se već dulje vrijeme u inostranstvu, pa su u nekim zemljama izašla uputstva i propisi za njihovo proračunavanje (na pr. u SSSR). Takvi stupovi i zidovi su složene konstrukcije, jer se sastoje od nekoliko materijala različitih mehaničkih karakteristika — opeka, mort, beton, čelik —, a osim toga su aleotropni, jer su dimenzije osnovnog elementa — opeke — različite u raznim smjerovima. Teoretske osnove za njihovo proračunavanje postoje, no osnovne pretpostavke tako su nesigurne, da se ne bismo smjeli osloniti samo na teoretsku analizu. Pored toga spomenuti materijali, osim čelika, vrlo su promjenljivih svojstava, koja zavise od kvalitete izvedbe, zbog čega je moguće raznoliko ponašanje gotove konstrukcije. Razumljivo je stoga, da je za njihovo proračunavanje pri raznim vrstama i načinima opterećenja i za razne materijale bilo potrebno niz sistematskih ispitivanja, kako bi se faktor sigurnosti mogao toliko smanjiti, da te konstrukcije postanu konkurentne armirano-betonskim konstrukcijama. Razumljivo je isto tako, da su ta skupa i dugotrajna ispitivanja mogle u cijelosti provesti samo zemlje s brojnim istraživačkim kadrom i dobro opremljenim institutima.

Unatrag nekoliko godina sporadično su te konstrukcije primjenjivane i kod nas, i to uglavnom u kombinaciji opeka-čelik.

Prošle godine projektirana je međutim jedna čitava stambena zgrada isključivo s takvim elementima. Da bi se barem u najskromnijem opsegu dobila slika o ponašanju takvih konstrukcija, povjereno je Zavodu za ispitivanje gradiva AGG Fakulteta u Zagrebu ispitivanje armiranog stupa od opeke, kojega su dimenzije odgovarale dimenzijama najviše opterećenog stupa u spomenutoj zgradi. Kako i ti rezultati nisu neinteresantni, iako se radi samo o jednom ispitivanju, bit će ukratko izneseni, no bez namjere da se iz tih ispitivanja izvedu neki opći zaključci.

Radi se o stupu, čije su dimenzije u tlocrtu bile $1^1/_2$ opeke u jednom smjeru i 3 u drugom smjeru (sl. 1). Zbog jednoličnog prijenosa sile sa prese na stup izveden je s gornje strane stupa, a isto tako i s donje, sloj betona u debljini 11 odnosno 14 cm po čitavoj površini. Stvarne dimenzije stupa bile su 40×80 cm u tlocrtu, dakle veće od nominalnih, zbog većih dimenzija opeke, a i veće širine rešaka, koja je u prosjeku iznosila 1,3 cm. Na bočnim stranama stupa ostavljeni su prilikom izvedbe prorezi 15×15 cm u svakom parnom redu, a 15×7,5 cm u svakom neparnom redu. U prorez je sa svake strane stavljena čelična armatura 2 Ø 14 mm s kukama pod pravim kutem na krajevima. Ta je armatura zabetonirana najprije do polovice visine stupa, a jedan dan kasnije zabetoniran je gornji dio; tim redom je išla i izvedba stupa. U svakom četvrtom redu položena je u horizontalnu rešku jedna zatvorena vilica Ø 6 mm. Ukupna visina stupa, zajedno sa slojevima betona, iznosila je 290 cm. Težina stupa bila je oko 1,7 t.



Slika 1

Stup je izveden na naročito za to pripremljenom čeličnom postolju na šinama izvan prese, kako bi se presa za vrijeme sušenja stupa i stvrdnjavanja betona mogla iskorišćivati za ostala ispitivanja.

Ispitivanje je trebalo pokazati, kako se ponaša takav stup pri ekscentričnom opterećenju, i to u izvedbi koja je uobičajena na našim gradilištima. Zbog toga je prepušteno majstoru-zidaru, da radi s uobičajenim mješavinama morta i s materijalima, koji su trebali biti upotrebljeni na spomenutoj gradnji. Ipak su mehanička i fizikalna svojstva pojedinih materijala u nekoliko navrata ispitana te su kontrolirani omjeri mješavina, da bi se s te strane vidjelo, kakva je kvaliteta ovih elemenata u takvoj izvedbi.

Pijesak upotrebljen za mort imao je mnogo sitnih čestica 0,2—0,5 mm, što je uostalom karakteristika savskih nanosa u okolici Zagreba. Osim toga sadržavao je dosta muljevitih čestica, tako da se nije mogla očekivati naročita kvaliteta morta. Iako je mort rađen u zapreminskom omjeru 1 : 3, težinski omjer se malo razlikovao od njega, zbog neobično male zapreminske težine pijeska — 1,05 kg/dm³. Upotrebljen je cement PC 250 tvornice »Sloboda«. Kao agregat za beton upotrebljen je savski šljunak s najvećim zrnom 30 mm. Količina cementa PC 250 bila je oko 250 kg na 1 m³ gotovog betona; konzistencija betona bila je plastična.

Mehaničke karakteristike opeke, morta i betona bile su ove:

	Čvrstoća		Modul elastičnosti
	pritisak	savijanje	
	kg/cm²		t/cm²
Opeka	202	50	96
Mort*			
gornji dio stupa	38	9,5	20,5
donji dio stupa	54	14,4	26,6
Beton*			
gornji dio stupa	144	24,3	152
donji dio stupa	143	27,7	188

* Starost približno 45 dana.

Čvrstoće i moduli elastičnosti morta vrlo su mali, a to je vjerojatno karakteristika mnogih mortova na našim gradilištima. Ne treba međutim zaboraviti, da je čvrstoća morta u zidu veća, jer se zbog upijanja vode u opeci smanjuje vodocementni faktor morta, a kako se radi o cementnom mortu, smanjenjem vodocementnog faktora povećava se čvrstoća. Ipak već ovdje treba spomenuti neke izvode do kojih dolazimo analizom naprezanja u mortu i opeci, a koje na prvi pogled izgledaju kontradiktorne.

Radi se naime o ovome: Opeka i mort u zidu, koji je opterećen samo u jednom smjeru, naprezani su prostorno u svim slučajevima osim u onom, kada su im moduli elastičnosti i Poissonovi koeficijenti jednaki. U tom slučaju i opeka i mort naprezani su samo u jednom smjeru. Što je razlika između modula elastičnosti i Poissonovih koeficijenata veća, to je veće naprezanje u smjeru okomitom na smjer opterećenja. Naprezanja u tri smjera u materijalu manjeg modula elastičnosti jednakog su predznaka, dok su naprezanja u materijalu većeg modula elastičnosti (na pr. opeka) u smjeru djelovanja opterećenja jednog predznaka, a u ostala dva smjera drugog predznaka. Na taj način slabiji materijal prostorno naprezan prividno povećava svoju čvrstoću na račun čvršćeg materijala. Sličnu pojavu, iako ne identičnu, imamo kod statički neodređenih konstrukcija, gdje krući elementi preuzimaju veće unutarnje sile. Omjer napona u dva okomita smjera u materijalu manjeg modula elastičnosti iznosi:

$$\frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{1 - E_m/E_o}{1 + E_m \cdot h_m/E_o \cdot h_o} \cdot \frac{\mu}{1 - \mu}$$

gdje indeks »m« označuje mort, a indeks »o« opeku.

Za izmjerene veličine $h_m = 1{,}3$ cm, $h_o = 6{,}6$ cm, $E_m = 26\,600$ kg/cm² i $E_o = 96\,000$ kg/cm² te za pretpostavljene jednake Poissonove koeficijente $\mu = 0{,}2$ dobiva se

$$\sigma_x / \sigma_z = 0{,}172.$$

Da bismo dobili barem približnu sliku o čvrstoći morta kod naprezanja u tri okomita smjera, poslužimo se gornjim rezultatima ispitivanja i Mohrovom teorijom čvrstoće, s time, da čvrstoću rastezanja uzmemo približno 0,6 od čvrstoće savijanja (Stoljarov: Uvod u teoriju armiranog betona). Ispitivanja su pokazala, da se obvojnica Mohrovih kružnica čvrstoća može kod materijala, kao što je mort, beton, kamen, i t. d. zamijeniti pravcem, čiji je kut nagiba

$$\varphi = \arccos \frac{2\sqrt{\sigma_p \cdot \sigma_r}}{\sigma_p + \sigma_r},$$

odnosno prema rezultatima ispitivanja morta

$$\varphi = 0{,}811,$$

a druga karakteristika pravca, ishodišna normala

$$\tau = \frac{\sigma_p \cdot \sigma_r}{\sigma_p + \sigma_r},$$

ili za karakteristike morta

$$\tau = 7{,}4 \text{ kg/cm}^2.$$

Prema tome Mohrova teorija čvrstoće daje za tako napregnut mort čvrstoću u najviše opterećenom smjeru od

$$\sigma'_p = \frac{2 \cdot \tau}{(1 - \sin\varphi) - \sigma_x / \sigma_z (1 + \sin\varphi)},$$

odnosno za gore navedene veličine

$$\sigma'_p = - \frac{2 \cdot \tau}{0{,}036}$$

Iz ovog se vidi, da čvrstoća morta, koji je izložen takvom načinu opterećenja, znatno raste, i što je veća razlika modula elastičnosti između opeke i morta to je povoljniji omjer napona u tri okomita smjera u mortu.

S druge pak strane, materijal većeg modula elastičnost izložen je nepovoljnijem načinu opterećenja, jer su predznaci naprezanja suprotni. Omjer napona u tom slučaju iznosi

$$\frac{\sigma_{xo}}{\sigma_{zo}} = \frac{E_o / E_m - 1}{1 + E_o \cdot h_o / E_m \cdot h_m} \cdot \frac{\mu}{1 - \mu},$$

odnosno, ako se uvrste ranije vrijednosti

$$\sigma_{xo} / \sigma_{zo} = 0{,}035.$$

Kako se vidi, napon u smjeru okomitom na smjer djelovanja vanjskog opterećenja vrlo je malen, zahvaljujući većoj debljini opeke od debljine sloja morta.

Napon tog reda veličine sigurno ne utječe bitno na čvrstoću opeke, odnosno zida.

Kako se vidi, čvrstoća zida ne smanjuje se u istom omjeru sa čvrstoćom morta.

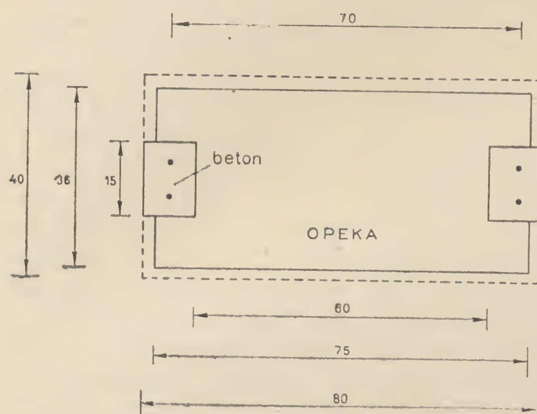
Dakako, modul elastičnosti zida u izravnoj je vezi s modulom elastičnosti obaju materijala — opeke i morta —, što se vidi iz izraza

$$E_z = \frac{E_o \cdot E_m (h_o + h_m)}{E_o \cdot h_m + E_m \cdot h_o}.$$

Prema ranijim podacima dobiva se za stup modul elastičnosti zida

gornji dio $E_z = 60\,400$ kg/cm²,
donji dio $E_z = 70\,500$ kg/cm².

Treba spomenuti, da reške nisu do kraja ispunjene mortom, već su ostavljene neispunjene približno 2,5 cm, jer se to često radi u praksi, te se onda reške ispune do kraja prilikom fugiranja. Uzme li se u obzir smanjena površina zida dimenzija 36 × 75 cm umjesto nominalne širine i duljine 40 × 80 cm dobivaju se ovakve geometrijske karakteristike pojedinih elemenata poprečnog presjeka (sl. 2):



Slika 2

	površina cm²	moment tromosti cm⁴
beton	300	370 000
čelik	6,16	7 540
opeka	2 475	1 010 000

Prilikom ispitivanja mjerene su deformacije u smjeru osi stupa, i to u sredini visine i na podnožju stupa. Upotrebljeni su ovi instrumenti: prenosni komparator s bazom 40 cm na 6 mjesta u sredini visine i na isto toliko mjesta na podnožju, zatim prenosni komparator s bazom 3 cm za mjerenje relativnih deformacija pojedine opeke, i to na 10 mjesta u sredini visine. Deformacije betona mjerene su prenosnim komparatorom s bazom 40 cm u sredini visine na 2 mjesta, dok su deformacije čeličnih šipaka mjerene električnim otpornim tenzometrima.

Stup je najprije opterećen centrično, t. j. u geometrijskoj osi. Sila se prenosila sa prese na stup preko sistema nosača, koji su trebali raspodijeliti opterećenje jednoliko po čitavoj površini.

Pokazalo se međutim, da zbog nehomogenosti stupa, vjerojatno zbog razlike modula elastičnosti po duljini stupa, deformacije nisu simetrične s obzirom na os stupa, a osim toga zbog nesavršenog prijenosa opterećenja nisu ni jednolike, nego su veće deformacije izmjerene u sredini stupa. Ipak se iz tih rezultata dalo zaključiti, da se kod takvog postotka površine betona prema ukupnoj površini poprečnog presjeka može računati s nominalnom površinom poprečnog presjeka stupa i s teoretskim modulom elastičnosti. (Površina 40×80 cm, a izmjereni modul elastičnosti u sredini visine 63 500 kg/cm², a u podnožju 71 500 kg/cm²). Ti podaci dobiveni su na temelju prosječne deformacije stupa. Čini se prema tome, da je kod takvih odnosa dimenzija sudjelovanje betona izjednačeno smanjenjem nosive površine poprečnog presjeka zbog neispunjenih rešaka. Da je utjecaj neispunjenih rešaka na razdiobu napona po površini poprečnog presjeka velik, vidi se i iz mjerenja deformacija na pojedinim opekama. Na 10 komada opeka izmjerene su ove deformacije kod raznih opterećenja:

opterećenje	t	20	40	60
rel. deformacija	10^{-5}	15	12	8

dok su deformacije zida u istoj visini bile:

opterećenje	t	20	40	60
rel. deformacija	10^{-5}	11	19	29

Kod većih opterećenja deformacije opeke na vanjskim površinama zida postaju manje. Opeke, koje se nalaze na vanjskim plohama stupa, ekscentrično su opterećene zbog toga, što jedan dio reške nije ispunjen mortom. Naponi za taj slučaj opterećenja dani su beskonačnim trigonometrijskim redovima (Timošenko: Teorija elastičnosti), a relativna deformacija lako se izračuna iz tih izraza, pa je za mjerenja na bazi 30 mm u sredini visine jedne opeke:

$$\frac{v}{y} = -p \cdot \xi \cdot + \frac{4 \cdot p \cdot l}{\pi \cdot y} \sum \frac{\sin n \pi \xi}{n} \cos \frac{n\pi}{l} x \cdot \frac{(1+\mu)\left[\operatorname{ch}\frac{n\pi}{l} c \cdot \operatorname{sh}\frac{n\pi}{l} y \cdot \left(\frac{n\pi}{l} c + 1\right) - \frac{n\pi}{l} y \cdot \operatorname{ch}\frac{n\pi}{l} y \cdot \operatorname{sh}\frac{n\pi}{l} c\right] + (1-\mu)\operatorname{sh}\frac{n\pi}{l} c \cdot \operatorname{sh}\frac{n\pi}{l} y}{n\pi\left(\operatorname{sh}\frac{n\pi}{l} 2c + 2\frac{n\pi}{l} c\right)}$$

Za $l = 20$ cm, $c = 3{,}25$ cm, $x = l = 20$ cm, $v = 1{,}5$ cm i $\mu = 0{,}2$ (sl. 3) dobija se relativna deformacija za pritisak $p = 60\,000/36 \cdot 75 = 2{,}21$ kg/cm² i modul elastičnosti opeke $E = 96\,000$ kg/cm²

$$v/y = \varepsilon = +\,5{,}3 \cdot 10^{-6}$$

Kako se vidi, naponi na vidljivim plohama opeke su štoviše suprotnog predznaka.

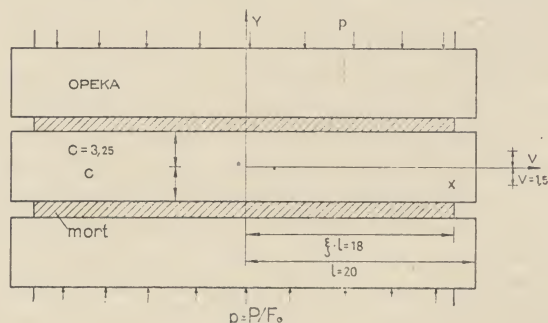
Numeričkom interpolacijom, metodom najmanjih kvadrata, izračunata je za taj slučaj opterećenja ravnina deformacije s ovim karakteristikama:

prosječna deformacija $\varepsilon = -\,294 \cdot 10^{-6}$

razlike deformacije na rubovima stupa

$$\Delta\,\varepsilon = \pm\, 78 \cdot 10^{-6}.$$

Stup je zatim opterećen ekscentrično sa hvatištem sile na udaljenosti 15 cm od osi stupa. Iz izmjerenih deformacija pri ovom opterećenju, kao i pri centričnom opterećenju, može se odrediti udaljenost jezgre. Treba spomenuti, da su deformacije bile proporcionalne s opterećenjem do opte-



Slika 3

rećenja od 93 t, a trajne deformacije za to opterećenje bile su neznatne. Izračunata udaljenost jezgre bila je za ta dva slučaja k = 16,2 cm. Poznavajući udaljenost jezgre te geometrijske karakteristike poprečnog presjeka, koje su gore navedene, lako se izračunaju moduli elastičnosti betona i zida od opeke. Dobivene su ove veličine:

$E_b = 175\,000$ kg/cm², $E_z = 64\,900$ kg/cm².

Ti rezultati vrlo dobro se slažu s ranije izmjerenim modulima elastičnosti betona i s izračunatim modulom elastičnosti zida od opeke. Na osnovu tih podataka i izmjerenih deformacija naponi pojedinih elemenata poprečnog presjeka kod opterećenja od 60 t s ekscentričnošću 15 cm bili su ovi:

čelik	max — 215	min — 850 kg/cm²,
beton	— 15	— 79 kg/cm².
opeka, mort	— 6,2	— 28 kg/cm².

Konačno je stup opterećen ekscentričnom silom s ekscentričnošću 25 cm. Opterećenje je ponovljeno nekoliko puta, pri čemu su mjerene elastične i trajne deformacije; na kraju je opterećenje povećavano postepeno do sloma.

Utvrđeno je, da su deformacije približno proporcionalne s opterećenjem sve do opterećenja od 90 t, a trajne deformacije bile su neznatne. Kao i ranije, izračunata je udaljenost jezgre, koja je u ovom slučaju iznosila k = 15,1 cm, pa su na osnovu tog podatka i geometrijskih karakteristika poprečnog presjeka opet izračunati moduli elastičnosti, koji su u ovom slučaju iznosili:

$E_b = 147\,000$ kg/cm², $E_o = 74\,700$ kg/cm².

Zanimljivo je za ovu veću ekscentričnost, da je udaljenost jezgre manja nego kod manje ekscentričnosti, no to se može protumačiti pojavom pukotina na rastezanom dijelu presjeka, što se potvrđuje još time, da je modul elastičnosti betona manji nego kod opterećenja s manjom ekscentričnošću, dok se modul elastičnosti zida povećava. Beton je rubni elemenat, na jednoj strani rastezan s izmjerenim deformacijama pri opterećenju 60 t od $+123 \cdot 10^{-6}$. Zid od opeke, čiji se veći dio nalazi koncentriran u blizini jezgre, relativno malo mijenja svoje mehaničke karakteristike, jer se manji dio njegove površine nalazi pod djelovanjem ekstremnih napona. Uzmu li se gornji moduli elastičnosti kao osnova za proračun napona iz izmjerenih deformacija, unatoč tome, da u tom stanju oni ne predstavljaju više stvarne vrijednosti, dobivaju se ovi naponi pojedinih elemenata stupa:

čelik	max — 150	min — 1150 kg/cm².
beton	— 18	— 92 kg/cm²,
opeka, mort	— 7,4	— 44,6 kg/cm².

Kod opterećenja većeg od 60 t zapaženo je daljnje smanjenje udaljenosti jezgre, no ne mogu se izvesti nikakvi konačni zaključci, budući da kod većeg opterećenja nisu mjerene deformacije na betonu i opeci, već samo na čeliku. Uz poznati modul elastičnosti čelika izmjereni su naponi, na pr. kod opterećenja od 100 t,

čelik	max — 280	min — 1490 kg/cm².

Kod opterećenja od 125 t počeo se lokalno drobiti beton na gornjem izravnajućem sloju, zbog čega je stup dobio na gornjem dijelu vertikalne pukotine na visini od približno 40 cm. Deformacije čelika mjerene su sve do sloma. Ako se pretpostave moduli elastičnosti betona i zida od opeke jednaki onima za opterećenje od 60 t, dobiju se približno ovi naponi pojedinih elemenata poprečnog presjeka:

čelik	max — 350	min — 1860 kg/cm²,
beton	— 30	— 155 kg/cm²,
opeka, mort	— 14	— 75 kg/cm².

Ako se uzme u obzir, da je čvrstoća morta u reškama povećana zbog troosnog stanja naprezanja, a napon u opeci da je znatno manji od čvrstoće opeke, jasno proizlazi, da je beton onaj kritični elemenat, koji prvi mora popustiti, što su konačno pokazala i ispitivanja.

Iz tih ispitivanja dadu se na kraju izvesti ovi zaključci:

— veza između opeke, betona i čelika i kod većih ekscetnričnosti je dobra, te ovako kombiniran stup predstavlja monolitnu konstrukciju,

— naponi u pojedinim elementima takvog stupa mogu se odrediti s dovoljnom točnošću uobičajenim metodama uz pretpostavku monolitnog djelovanja čitavog stupa, pri čemu se preporučuje, da se površina zida od opeke uzme u račun nešto manjom zbog neispunjenih rešaka,

— kod većih opterećenja s većom ekscentričnošću jezgra poprečnog presjeka se postepeno smanjuje zbog pojave pukotina u betonu na rastezanom dijelu presjeka,

— mort unatoč maloj čvrstoći nije kritični elemenat zbog troosnog stanja naprezanja; mali modul elastičnosti morta smanjuje međutim modul elastičnosti zida; te čelik i beton preuzimaju veće unutarnje sile,

— ponašanje takvih stupova je elastično do velikih opterećenja.

ODREĐIVANJE NOSIVOSTI TEMELJNOG TLA ZA DALEKOVOD SVETOZAREVO -- ARANĐELOVAC

Terenska i laboratorijska ispitivanja temeljnog tla

Dr. ing. **Radomir Vučetić** i ing. **Dušan Milović,** saradnici Instit. za ispitivanje materijala NR Srbije

I. Zadatak ispitivanja

Na izvedenim stubovima dalekovoda Svetozarevo—Aranđelovac, br. 2a u Aranđelovcu i br. 153 kod Kragujevca, trebalo je izvršiti terenska ispitivanja, sa ciljem da se utvrdi ponašanje konstrukcije stubova, kao i temeljnog tla pri opterećenju.

Kod stuba br. 153 predviđeno je da se ide s opterećenjem po fazama, pri čemu bi u poslednjoj fazi opterećenja sile bile za 20% veće od najnepovoljnijeg projektom predviđenog slučaja. Kod stuba br. 2a trebalo je sa opterećenjem ići do loma, bilo konstrukcije, bilo temeljnog tla.

U oba slučaja imale su se iznaći laboratorijskim putem karakteristike temeljnog tla s kojim će se izvršiti potrebni proračuni za određivanje koeficijenta sigurnosti protiv pojave jačih pomeranja i protiv preturanja stuba, a naročito s obzirom na pogrešno izvedene temeljne stope.

II. Izvršena terenska i laboratorijska ispitivanja

Na trasi dalekovoda Svetozarevo—Aranđelovac primenjeni su rešetkasti čelični stubovi s prednapregnutim dijagonalama, fundiranim na 4 odvojene temeljne stope.

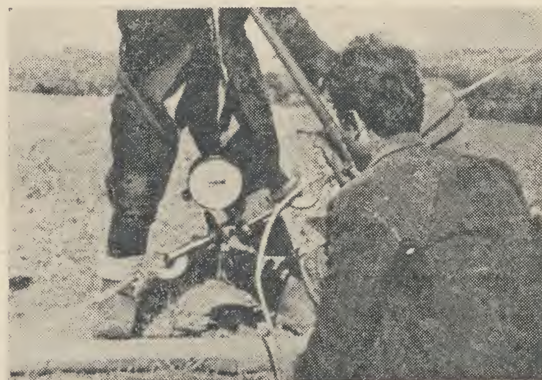


Sl. 1 — Čelične sajle pričvršćene za krajeve konsola

Projektom je predviđeno da se temeljne stope izvedu sa proširenjima u dnu. Međutim, u stvarnosti su one izvedene gotovo bez proširenja.

Naprezanja konstrukcije stuba i temeljnog tla su izazvana pomoću koloturnika preko čeličnih sajli, pričvršćenih na jednoj strani za krajeve konsole stuba, a na drugoj ankerovanim preko drvenih greda za tlo.

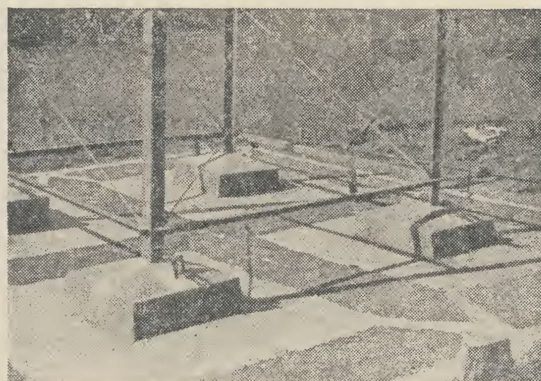
Veličine sila merene su pomoću dinamometra.



Sl. 2 — Dinamometar u spoju sa čeličnom sajlom

Tokom ispitivanja merena su na karakterističnim mestima konstrukcije naprezanja pomoću tenzometra i osmatrano je naginjanje stuba pomoću teodolita.

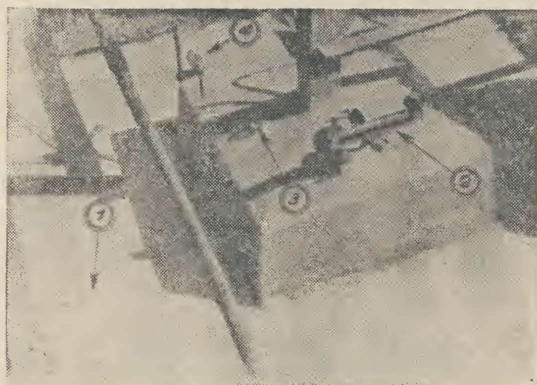
Paralelno s osmatranjem ponašanja konstrukcije vršena su i osmatranja svih temeljnih stopa, kao i temeljnog tla. U tu svrhu snimana su vertikalna pomeranja temeljnih stopa preciznim nivel-



Sl. 3 — Temeljne stope sa uređajima za osmatranje

manom. Na svakoj stopi bili su ugrađeni reperi. Naginjanje temeljnih stopa osmatrano je klinometrom.

Da bi se mogle registrovati pukotine koje bi mogle nastati u tlu, postavljene su po površini terena uz temeljne stope belege od maltera. Kod stubova koji su imali tendenciju da se izvlače merena su vertikalna pomeranja i pomoću komparatera.



Sl. 4 — Detalj temeljne stope s uređajima
1 — belega od maltera, 2 — klinometar, 3 — reper, 4 — komparater

Zbog određivanja geomehaničkih karakteristika temeljnog tla na terenu su uzeti poremećeni i neporemećeni uzorci. Kod svakog stuba uzorci su uzimani iz po dve sondažne jame, dubine 4 m, koje su bile na rastojanju od oko 5 m od ivice temeljnih stopa, a postavljene upravno na pravac zatezanja stuba. Uzorci su uzimani po završenim terenskim ispitivanjima i iz jama koje su se nalazile uz same temeljne stope. Rezultati laboratorijskih ispitivanja tih uzoraka trebali su da pokažu kvalitet zatvaranja temeljnih jama po izvršenom betoniranju stopa, što pretstavlja vrlo značajan podatak za stabilnost stuba.

Na uzetim uzorcima izvršena su laboratorijska ispitivanja, da se ustanove geomehaničke karakteristike.

III. Rezultati izvršenih ispitivanja

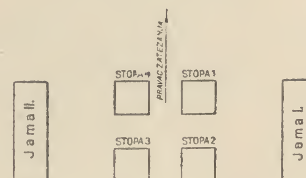
Laboratorijska i terenska ispitivanja su dala ove rezultate:

STUB 153

A. Rezultati laboratorijskih ispitivanja — Karakteristike temeljnog tla

Temeljne stope dalekovoda stuba br. 153 su postavljene u srednje do visoko plastičnoj glini, u polučvrstom do čvrstom konsistentnom stanju.

Raspored sondažnih jama iz kojih su uzeti uzorci za ispitivanje dan je na sl. 5.



Sl. 5 — Skica rasporeda temeljnih stopa i sondažnih jama sa oznakama

Karakteristike temeljnog stuba br. 153 pokazane su u tabeli I.

B. Rezultati terenskih ispitivanja Deformacije temeljnog tla

Za vreme zatezanja stuba, koje je vršeno preko čeličnih užeta, postavljenih pod izvesnim uglom, stope 1 i 4 su bile izložene pritisku, a stope 2 i 3 zatezanju.

Zatezanje stubova vršeno je po fazama prema tabeli II.

Tabela I.

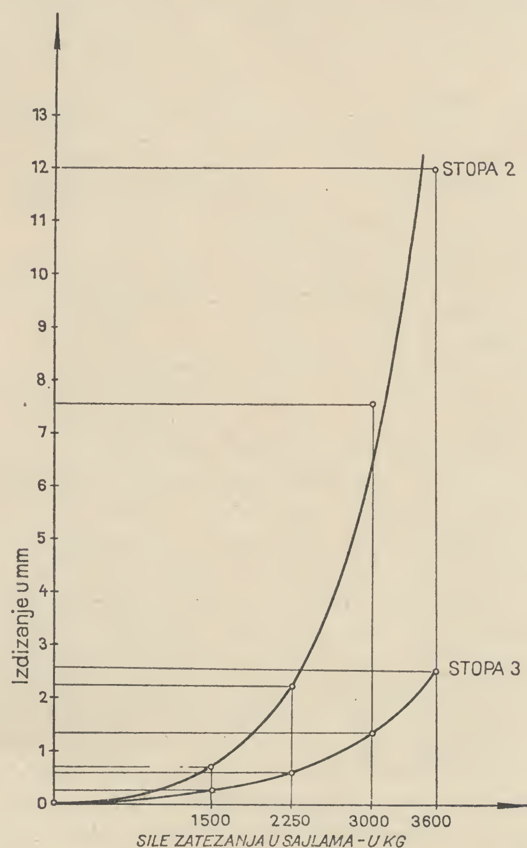
Jama broj	Uzorak broj	Dubina m	Zaprem. težina gr/cm³		Prirodna vlažnost W%	Specifična težina S gr/cm³	Sadržina karbonata %	Sadržina organ. materije %	Granice konsistencije			Indeks konsistencije K	Poroznost n %	Ugao unutraš. trenja φ^0	Kohezija c kg/cm²
			G_w	G_o					W_1 %	W_2 %	W_1-W_2 %				
I	1	20—23	2,0	1,68	19,1	2,76	0	4,05	56,4	22,2	34,2	1,09	39,1	30°	0,15
II	2	0,5—0,8	1,90	1,65	16,0	2,78	0	3,65	45,8	21,1	24,7	1,20	41,0	—	—
	3	3,0—3,3	1,96	1,63	20,0	2,78	0	4,47	62,5	24,4	38,1	1,11	41,5	29°30′	0,15

Tabela II

Faza	Veličina kosih sila zatezanja u užetima kg	Vertikalna izdizanja temeljnih stopa 2 i 3 mm	
		2	3
I	0	0	0
II	3 · 500 = 1500	0,633	0,233
III	0	0,257	0,030
IV	3 · 750 = 2250	0,239	0,530
V	0	1,262	0,220
VI	3 · 1000=3000	7,514	1,360
VII	0	3,377	0,873
VIII	3 · 1200=3600	11,989	2,580
IX	0	5,587	1,713

Vertikalna pomeranja stopa 2 i 3 tokom zatezanja dana u tabeli II., registrovana su komparaterima. Na sl. br. 6 dani su dijagrami izdizanja temeljnih stopa 2 i 3 tokom zatezanja stuba.

Snimanja izdizanja temeljnih stopa 2 i 3 preciznim nivelmanom dala su približno iste rezultate kao i snimanja komparaterom, tako da je u poslednjoj fazi opterećenja (3 × 1200 = 3600 kg) izdizanje stope br. 2 registrovano preciznim nivelma-



Sl. 6 — Skupni dijagram izdizanja stope br. 2 i 3 stuba 153

Tabela III

Kilometar br.	Stopa br.	Čas	Faza	Zatežuća sila Z	Podaci za okret. temelja: razlika očitavanja	vrednost jednog parsa	veličina deformacije	veličina deformacije u radijan.
				kg	pars	sec	sec	radijan.
K_2	3	od 11^{00}h—17^{00}h	0	0,0	0,0	$f_2 = 1{,}065$	0,0	0,0
			I	3 · 500	56		60	0,00030
			II	3 · 750	140		149	0,00075
			III	3 · 1000	226		240	0,00120
			IV	3 · 1200	306		326	0,00163
			0	0,0	71		76	0,00038
K_1	4	od 11^{00}h—17^{00}h	0	0,0	0,0	$f_2 = 1{,}061$	0	0,0
			I	3 · 500	79		84	0,00042
			II	3 · 750	170		180	0,00090
			III	3 · 1000	190		202	0,00101
			IV	3 · 1200	216		229	0,00115
			0	0,0	76		81	0,00041

nom iznosilo 12,70 mm, a 11,99 mm registrovano komparaterom. Za istu fazu opterećenja kod stope br. 3 izdizanje je iznosilo 2,40 mm registrovano nivelmanom, a 2,58 mm registrovano komparaterom. Međutim, tok vertikalnih pomeranja stope 2 i 3 dobijen komparaterom mnogo je pravilniji.

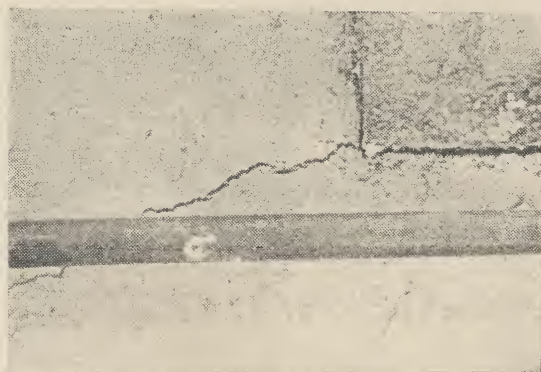
Vertikalna pomeranja stopa 1 i 4 registrovana su samo snimanjem preciznim nivelmanom. Ona su prikazala, da se u poslednjoj fazi opterećenja (3 × 1200 = 3600 kg) stopa br. 1 slegla za 2,80 mm, a stopa br. 4 za 6,80 mm.

Merenje okretanja pojedinih stopa vršeno je pomoću komparatera, koji su postavljeni u pravcu zatezanja stuba.

Na tabeli III. dani su rezultati očitovanja na klinometru K_1 i K_2, postavljenim na stopama br. 4 i br. 3.

Posmatranje pukotina u tlu vršeno je preko belega od krečnog maltera razmere 1 : 3, postavljenih oko temeljnih stopa (vidi sl. 3).

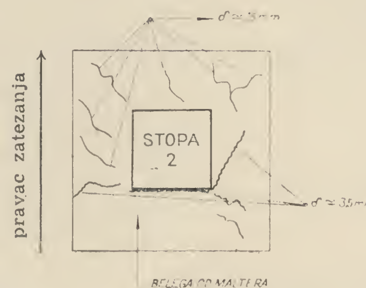
Prve pukotine u tlu nastale su u fazi opterećenja 3 × 750 = 2250 kg kod stopa 2 i 3. Kod stope 2 u toj fazi zatezanja najpre je došlo do njenog odvajanja od tla na strani suprotnoj od pravca zatezanja. Ta je pukotina iznosila 2,5—3 mm. Osim toga pojavile su se na odgovarajućoj belezi još 3 pukotine, u pravcima dijagonala belega, najveće veličine oko 1,5 mm. Opisane pukotine vide se na sl. 7. Na stopi br. 1 u istoj fazi opterećenja pojavila se jedna neznatnija pukotina veličine do 1 mm, takođe dijagonalnog pravca. Na belegama oko stopa 3 i 4 nisu se pojavile nikakve pukotine. Pri rasterećenju stuba na nulu sve pukotine su se zatvorile za oko 50%.



Sl. 7 — Nastale pukotine oko stope br. 2 stuba 153 u fazi opterećenja 3 × 750 = 2250 kg

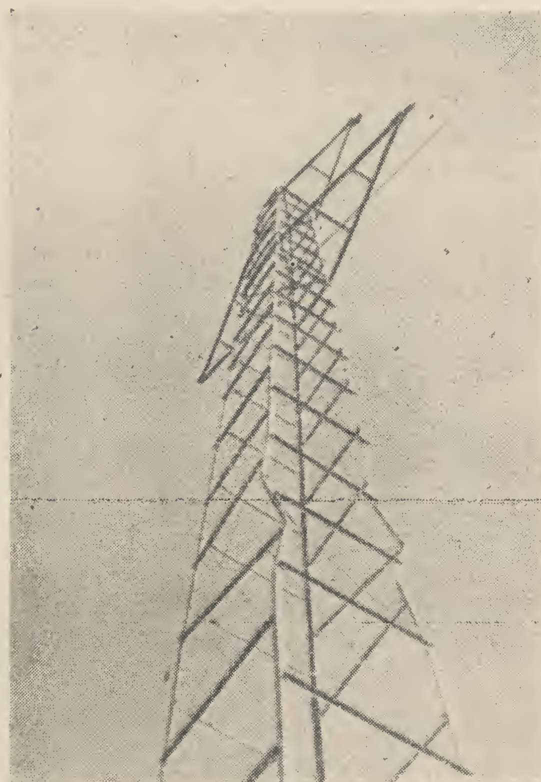
Kod daljnih faza opterećenja 3×1000=3000 kg ranije opisane pukotine kod stope 2 su se povećale, tako da je najveće otvaranje iznosilo oko 3,5 mm. Osim toga pojavilo se još 6 novih pukotina veličine od 1,5 mm u dijagonalnom pravcu. Na sl. 8 dan je shematski prikaz rasporeda pukotina u toj fazi. Kod stope br. 1 pojavilo se u toj fazi opterećenja još nekoliko neznatnih pukotina, a pukotina nastala u prethodnoj fazi se nešto povećala.

U fazi opterećenja 3×1200=3600 kg sve ranije nastale pukotine su se proširile, tako da je sad najveća iznosila oko 5,5 mm.



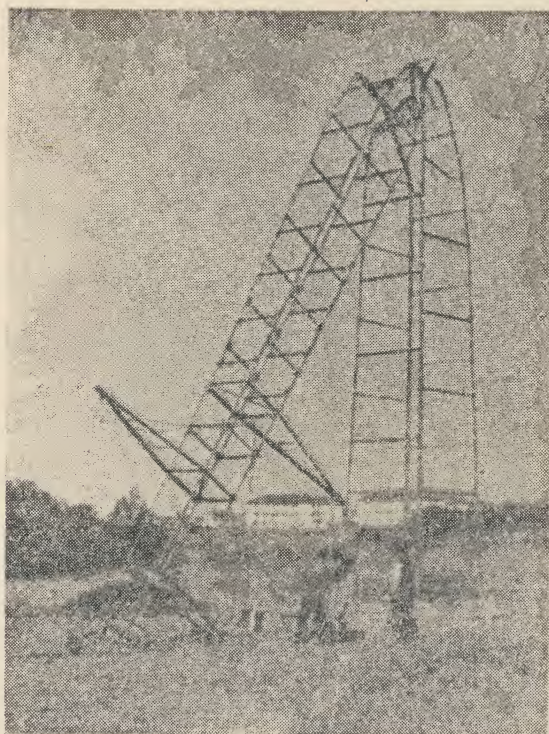
Sl. 8 — Shematski prikaz rasporeda pukotina oko stope br. 2 stuba 153 u fazi opterećenja 3×1000=3000 kg

Za stub 2a u svemu su provedena ista terenska i laboratorijska ispitivanja kao i za stub br. 153. Osim toga, kod stuba br. 2a detaljno je ispitano i tlo oko temeljnih stopa, kako bi se došlo do stvarnog stanja u kome su se temeljne stope nalazile. Za sve vreme ispitivanja dalekovodnog stuba 2a u tlu oko temeljnih stopa se nisu pojavile nikakve pukotine.



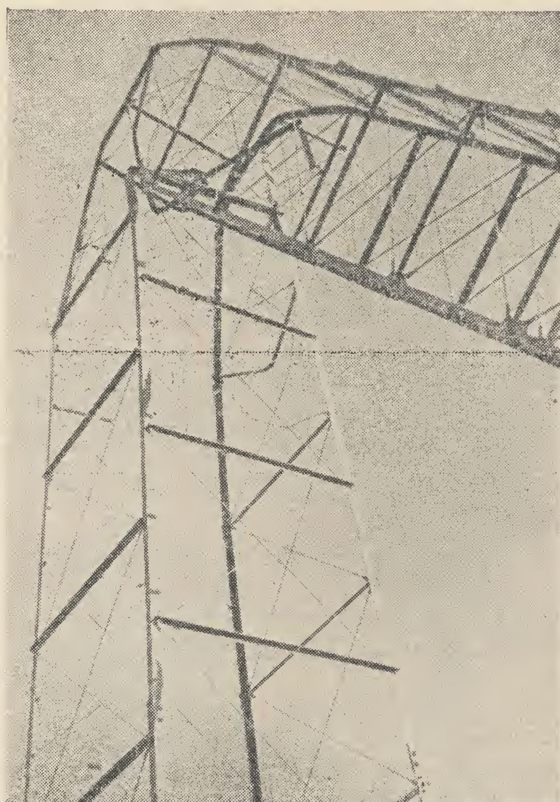
Sl. 9 — Lom čeličnih štapova stuba u fazi opterećenja 3×1000=3000 kg

U fazi opterećenja 3 × 1000 = 3000 kg nastao je lom u konstrukciji stuba, kao što se vidi na sl. 9. Neposredno po lomu čeličnih štapova došlo je do preturanja stuba (sl. 10).



Sl. 10 — Preturanje stuba

Na sl. 11 prikazan je detalj stuba na mestu loma konstrukcije.



Sl. 11 — Detalj stuba na mestu loma konstrukcije

IV. Interpretacija rezultata dobijenih terenskim i laboratorijskim ispitivanjima

Interpretacija rezultata izvršiće se na osnovu rezultata iznetih u glavi III.

STUB 153

A. Reakcije u temeljnim stopama

Za stub br. 153 reakcije u raznim fazama opterećenja dane su u tabeli IV.

Tabela IV

Veličina kosih sila zatezanja u užetima kg	Reakcije u temeljnim stopama u t	
	stope br. 1 i 4 (pritisak)	stope br. 2 i 3 (izvlačenje)
3 · 500 = 1500	7,28	6,95
3 · 750 = 2250	10,90	10,40
3 · 1000 = 3000	14,55	13,88
3 · 1200 = 3600	17,45	16,65

Nastale reakcije u raznim fazama, iznete u tabeli, odnose se samo na sile zatezanja u užetima.

B. Dopušteno opterećenje temljnog tla ispod stopa koje prenose pritiske

Dopušteno opterećenje temeljnog tla će se iznaći za dimenzije temeljnih stopa prema stvarnom stanju na terenu, jer one nisu izvedene po projektu.

Proračun će se provesti po jednačini koju upotrebljava Lenjingradski istraživački zavod za granična opterećenja, a koja za kvadratne stope glasi:

$$\sigma_{gran} = \frac{G \cdot t}{m^4} + 1{,}2\, G \cdot b \,\frac{1 - m^4}{2m^5} + 2{,}60 \cdot c\, \frac{1 + m^2}{m^3},$$

gde je:

σ_{gran} = granično opterećenje temeljnog tla t/m^2,
G = zapreminska težina temeljnog tla t/m^3,
t = dubina fundiranja u m,
b = širina temeljne stope u m,
m = tg (45 — φ/2),
φ = ugao unutrašnjeg trenja,
c = kohezija t/m^2.

Na osnovu rezultata izvršenih laboratorijskih ispitivanja i podataka o izvedenim temeljima usvaja se:

G = 2,0 t/m^3, $\frac{1}{m^4} = 6{,}05$,
t = 2,0 m,
b = 1,0 m, $\frac{1 - m^4}{2m^5} = 3{,}98$,
φ = 25^0,
c = 1,0 t/m^2; $\frac{1 + m^2}{m^3} = 5{,}42$.

σ_{gran} = 2,0 · 2,0 ·6,05 + 1,20 · 2,0 · 1,0 · 3,98 + 2,60 · 1,0 · · 5,42 = 24,20 + 9,57 + 14,07 = 47,84 t/m^2.

Za koeficijenat sigurnosti se usvaja vrednost n = 2,50, pa je dopušteno opterećenje temeljnog tla:

$$\sigma_{dop} = \frac{\sigma_{gran}}{n} = \frac{4,78}{2,50} = 1,91 \text{ kg/cm}^2.$$

U najnepovoljnijem slučaju iznosi specifično opterećenje na temeljno tlo ispod stopa:

od projektovanog opterećenja $\frac{14,55}{1,0} = 14,55$ t/m²,

od sopstvene težine stope $\frac{4,40}{1,0} = 4,40$ t/m²,

od težine stuba $\frac{0,55}{1,0} = 0,55$ t/m²,

Ukupno 19,50 t/m².

$\sigma = 1,95$ kg/cm².

Prema dobivenom rezultatu može se zaključiti da dopušteno opterećenje temeljnog tla ($\sigma_{dop} = 1,91$ kg/cm²) praktično nije prekoračeno, ma da temeljne stope nisu izvedene ispustima, kako je to predviđeno projektom.

C. Sigurnost protiv pojave jačih pomeranja stuba i protiv prevrtanja

Sigurnost protiv pojave jačih pomeranja stuba će se iznaći za oblik i dimenzije temeljnih stopa prema stvarnom stanju na terenu, jer one nisu izvođene po projektu.

Proračun će se provesti po metodi navedenoj u Girkmann-u, pri čemu će se koeficijent sigurnosti protiv pojave jačih pomeranja odrediti prema izrazu

$$v = \frac{G_b + G_e + R_e + R_b}{Z - \frac{1}{4}G_m},$$

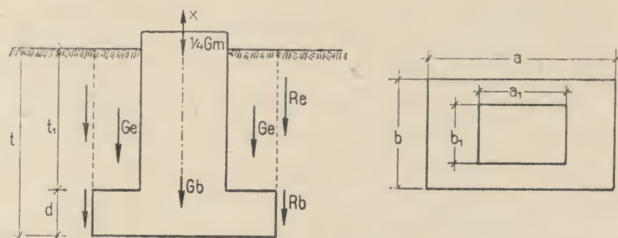
a koeficijent sigurnosti protiv prevrtanja prema izrazu

$$v' = \frac{G_b + G_e + R'_e + R'_b}{Z - \frac{1}{4}G_m},$$

gde je:

G_b = težina betonskog temelja,
G_e = težina zemljane prizme,
R_e, R'_e = sila trenja duž bočnih zidova zemljane prizme,
R_b, R'_b = sila trenja duž bočnih zidova temeljne stope,
Z = sila zatezanja,
G_m = težina konstrukcije stuba.

Shematski prikaz skupnog delovanja sila dan je na sl. 12.



Sl. 12 — Shematski prikaz skupnog delovanja sila

Za konkretan slučaj pojedini članovi u izrazima za pomenute koeficijente iznose:

$G_b = 1,0 \times 1,0 \times 2,0 \times 2,20 = 4,40$ t,

$G_e = (a \cdot b - a_1 b_1)\, t_1$, $\gamma_e = 0$ (jer je $a = a_1$ i $b = b_1$, tj. nema ispusta),

$R_e = \xi_o \cdot \gamma_e \cdot t_1^2 (a + b)\, \mu_e$,

$$\xi_o = tg^2 (45 - \varphi/2) = tg^2 \left(45 - \frac{20}{2}\right) = tg^2 35^0 = 0,49$$

(za φ je usvojena vrednost od 20⁰, jer tlo oko stuba nije dovoljno zbijeno).

$\gamma_e = 2,0$ t/m³ prema laboratorijskim ispitivanjima,

$t_1 = 0$, jer nema ispada,

$a = b = 1,0$ m,

$\mu_e = tg\, \varphi = tg\, 20^0 = 0,364$ (koeficijent trenja klizanja između zemlje i zemlje).

$R_e = 0,490 \cdot 2,0 \cdot 0 \cdot (1,0 + 1,0) \cdot 0,364 = 0$,

$R'_e = 0,9 \cdot \xi \cdot \gamma_e \cdot t_1^2 (a + b)\, \mu_e$ (po Fröhlichu)

$$\xi = tg^2 (45 + \varphi/2) = tg^2 \left(45 + \frac{20}{2}\right) = tg^2\, 55^0 = 2,04.$$

$R'_e = 0,90 \cdot 2,04 \cdot 2,0 \cdot 0 \cdot (1,0 + 1,0) \cdot 0,364 = 0.$

$R_b = \xi_o \cdot \gamma_e (t^2 - t_1^2)(a + b)\, \mu_b$,

$R_b = \xi \cdot \gamma_e (a + b)\, t^2 \cdot \mu_b$

$t = 2,0$ m, odnosno, kad nema proširenja,

$\mu_b = 0,4$ (prema tabeli po Girkmannu-u),

$R_b = 0,49 \cdot 2,0 \cdot 2,0^2 (1,0 + 1,0) \cdot 0,4 = 3,14$ t,

$R'_b = 0,90\, \xi \cdot \gamma_e (t^2 - t_1^2)(a + b)\, \mu_b$

odnosno, kad nema proširenja,

$R'_b = 0,50 \cdot 2,04 \cdot 2,0 \cdot 2,0^2 (1,0 + 1,0) \cdot 0,4 = 11,80$ t,

$\frac{1}{4} G_m = 0,55$ t.

Z — za razne faze opterećenja stuba veličine Z su dane u tabeli IV.

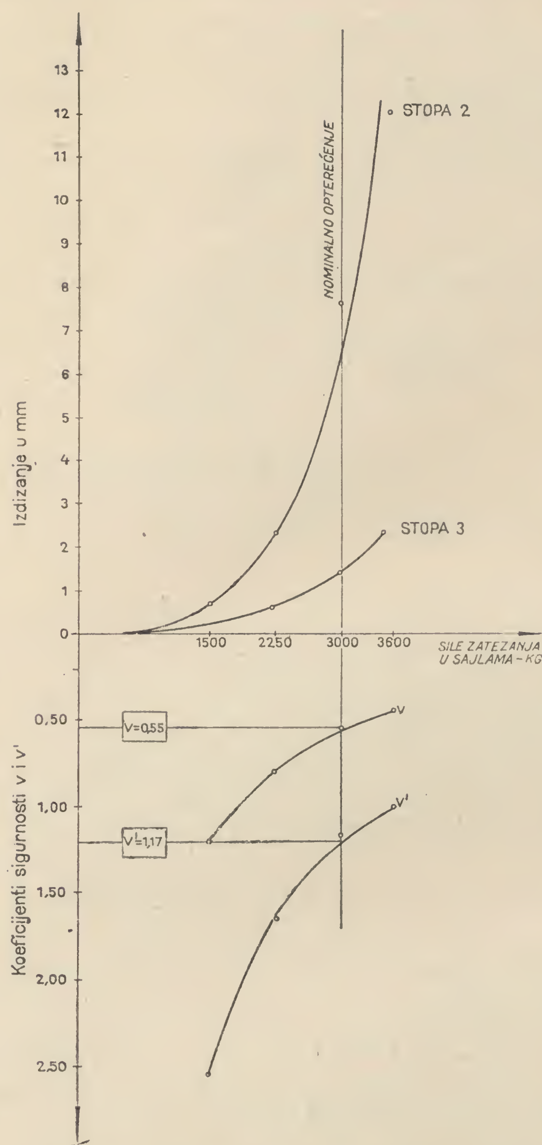
Koeficijenti sigurnosti protiv pojave jačih pomeranja stubova V i protiv prevrtanja V' za razne faze opterećenja dani su u tabeli V.

Tabela V

Veličina kosih sila zatezanja u užetima kg	Sila Z t	V	V'
3 · 500 = 1500	6,95	1,18	2,54
3 · 750 = 2250	10,40	0,77	1,65
3 · 1000 = 3000	13,88	0,55	1,17
3 · 1200 = 3600	16,65	0,47	1,01

Na sl. 13 dan je grafički prikaz zavisnosti izdizanja stubova br. 2 i 3 od koeficijenta sigurnosti V i V' u raznim fazama zatezanja stuba.

Prema Girkmann-u koeficijent sigurnosti protiv jačih pomeranja V ne bi smeo da bude manji od 1, a koeficijent sigurnosti protiv prevrtanja stuba V' ne bi smeo da bude manji od 1,50. Oba gornja uslova u konkretnom slučaju nisu zado-



Sl. 13 — Grafikon zavisnosti izdizanja stubova od koeficijenta sigurnosti V i V' u raznim fazama zatezanja stuba

voljena, jer su za nominalno opterećenje stuba dobivene vrednosti V = 0,55 i V' = 1,17 (sl. 13). Na osnovu toga se može zaključiti da nije postignuta dovoljna sigurnost. Da je ovaj zaključak ispravan, svedoče i ove zapažene i izmerene pojave:

— pojava prvih pukotina u tlu oko stope br. 2 nastala je već u fazi opterećenja stuba 3 × 750 = 2250 kg, što je ispod nominalnog opterećenja; u daljim fazama opterećenja pukotine su postajale brojnije i veće;

— u fazi opterećenja 3 × 750 = 2250 kg takođe su nastala znatnija izdizanja, odnosno pomeranja stuba (sl. 13).

Temeljne stope nisu izvedene s ispustima kako je to projektom bilo predviđeno, a pored toga ni zatvaranje temeljnih jama nije bilo ispravno provedeno, jer tlo nije bilo dovoljno zbijeno. I jedno i drugo se može smatrati nepovoljnim po stabilnost. U daljem će se provesti proračun zbog iznalaženja kojeficijenta sigurnosti protiv jačih pomeranja V i protiv preturanja V' za ove slučajeve:

a) stope bez ispusta, kao što su navedene, a tlo oko stope ispravno zbijeno;

b) stope s ispustima, kao što je projektom predviđeno, a tlo oko stopa prema stvarnom stanju;

c) stope s ispustima, a tlo ispravno zbijeno.

Slučaj a

$$V = \frac{G_b + G_e + R_e + R_b}{Z - \frac{1}{4} G_m},$$

$G_b = 4400$ kg, $G_e = 0$, $R_e = 0$;

$R_b = \xi_o \cdot \gamma_e \cdot t^2 (a + b) \mu_b$,

$\mu_b = 0.50$, $\xi_o = 0.50$;

(μ_b i φ povećani zbog ispravnog zbijanja tla)

$\xi_o = tg^2 (45 - \varphi/2) =$

$tg^2\left(45 - \frac{25}{2}\right) = tg^2 32^0 30' = 0{,}406.$

$R_b = 0{,}406 \cdot 2{,}0 \cdot 2{,}0^2 (1{,}0 + 1{,}0) \cdot 0{,}50 = 3{,}25$ t,

$Z = 13{,}88$ t (za nominalno opterećenje),

$$V = \frac{4{,}40 + 0 + 0 + 3{,}25}{13{,}88 - 0{,}55} = 0{,}574,$$

$$V' = \frac{G_b + G_e + R'_e + R'_b}{Z - \frac{1}{4} G_m}$$

$R'_b = 0{,}90 \cdot \xi \cdot \gamma_e \cdot t^2 (a + b) \mu_b$.

$\mu_b = 0{,}50$

$\xi = tg^2 (45 + \varphi/2) = tg^2\left(45 + \frac{25}{2}\right) = tg^2 57^0 30' = 2{,}46;$

$R'_b = 0{,}90 \cdot 2{,}46 \cdot 2{,}0 \cdot 2{,}0^2 (1{,}0 + 1{,}0) \cdot 0{,}50 = 17{,}70$ t,

$$V' = \frac{4{,}40 + 0 + 0 + 17{,}70}{13{,}88 - 0{,}55} = 1{,}66.$$

Iz dobivenih rezultata za slučaj **a** može se zaključiti da bi za nominalno opterećenje imali dovoljan koeficijenat V' (V'=1,66 $>$ 1,50), dok koeficijenat za V ne zadovoljava (V = 0,574 $<$ 1,0).

Slučaj b

$$V = \frac{G_b + G_e + R_e + R_b}{Z - \frac{1}{4} G_m},$$

$G_b = 4{,}40 + (2 \cdot 0{,}25 \cdot 1{,}50 \cdot 0{,}40 + 1{,}0 \cdot 0{,}25 \cdot 0{,}40 \cdot$

$\cdot 2) \cdot 2{,}20 = 4{,}40 + 1{,}10 = 5{,}50$ t,

$G_e = (ab - a_1 b_1)\, t_1 \cdot \gamma_e =$

$= (1{,}50 \cdot 1{,}50 - 1\ 0 \cdot 1{,}0) \cdot 1{,}60 \cdot 2{,}0 = 4{,}0$ t,

$R_e = \xi_o \cdot \gamma_e (t^2 - t^2_1)(a + b) \mu_e;$

$R_e = 0{,}49 \cdot 2{,}0 \cdot 1{,}60^2 (1{,}50 + 1{,}50) \cdot 0{,}364 = 2{,}74$ t,

$R_b = \xi_o \cdot \gamma_e (t^2 - t^2_1)(a + b) \mu_b =$
$= 0{,}49 \cdot 2{,}0 \cdot (2{,}0^2 - 1{,}60^2)(1{,}50 + 1{,}50) \cdot 0{,}40 =$
$= 1{,}70$ t.

$Z = 13{,}88$ t,

$$V = \frac{5{,}50 + 4{,}0 + 2{,}74 + 1{,}70}{13{,}88 - 0{,}55} = \frac{13{,}94}{13{,}33} = 1{,}04,$$

$$V' = \frac{G_b + G_e + R'_e + R'_b}{Z - \frac{1}{4} G_m}.$$

$R'_e = 0{,}90\, \xi \cdot \gamma_e \cdot (t^2 - t^2_1)(a + b) \cdot \mu_e =$
$= 0{,}90 \cdot 2{,}04 \cdot 2{,}0 \cdot 1{,}60^2 (1{,}50 + 1{,}50) \cdot 0{,}364 =$
$= 10{,}25$ t,

$R'_b = 0{,}90\, \xi \cdot \gamma_e (t^2 - t^2_1)(a + b) \mu_b =$
$= 0{,}90 \cdot 2{,}04 \cdot 2{,}0 \cdot (2{,}0^2 - 1{,}60^2)(1{,}50 + 1{,}50) \cdot$
$\cdot 0{,}40 = 6{,}35$ t,

$$V' = \frac{5{,}50 + 4{,}0 + 10{,}25 + 6{,}35}{13{,}88 - 0{,}55} = \frac{26{,}10}{13{,}33} = 1{,}95.$$

Iz rezultata dobivenih za slučaj **b** se može zaključiti da bi za nominalno opterećenje imali oba koeficijenta zadovoljavajuća ($V = 1{,}04 > 1{,}0$ m i $V' = 1{,}95 > 1{,}50$).

Slušaj c

$$V = \frac{G_b + G_e + R_e + R_b}{Z - \frac{1}{4} G_m},$$

$G_b = 5{,}50$ t,

$G_e = 4{,}00$ t,

$R_e = \xi_o \cdot \gamma_e \cdot t^2_1 (a + b) \mu_e =$
$= 0{,}406 \cdot 2{,}0 \cdot 1{,}60^2 (1{,}50 + 1{,}50) \cdot 0{,}466 =$
$= 2{,}90$ t,

$R_b = \xi_o \cdot \gamma_e \cdot (t^2 - t^2_1)(a + b) \mu_b =$
$= 0{,}406 \cdot 2{,}0 \cdot (2{,}0^2 - 1{,}60^2)(1{,}50 + 1{,}50) \cdot 0{,}50 =$
$= 1{,}76$ t.

$Z = 13{,}88$ t,

$$V = \frac{5{,}50 + 4{,}0 + 2{,}90 + 1{,}76}{13{,}88 - 0{,}55} = \frac{14{,}16}{13{,}33} = 1{,}06,$$

$$V' = \frac{G_b + G_e + R'_e + R'_b}{Z - \frac{1}{4} G_m},$$

$R'_e = 0{,}90\, \xi \cdot \gamma_e \cdot t^2_1 (a + b) \cdot \mu_e$
$= 0{,}90 \cdot 2{,}46 \cdot 2{,}0 \cdot 1{,}60^2 (1{,}50 + 1{,}50) \cdot 0{,}466 =$
$= 15{,}80$ t

$R'_b = 0{,}90\, \xi \cdot \gamma_e (t^2 - t^2_1)(a + b) \mu_b =$
$= 0{,}90 \cdot 2{,}46 \cdot 2{,}0 \cdot (2{,}0^2 - 1{,}60^2)(1{,}50 + 1{,}50) \cdot$
$\cdot 0{,}50 = 9{,}55$ t

$$V' = \frac{5{,}50 + 4{,}0 + 15{,}80 + 9{,}55}{13{,}88 - 0{,}55} = \frac{34{,}85}{13{,}33} = 2{,}61.$$

Iz rezultata dobivenih za slučaj **c** može se zaključiti da bi za nominalno opterećenje imali dalje poboljšanje koeficijenta V i V′ ($V = 1{,}06 > 1{,}0$ i $V' = 2{,}61 > 1{,}50$).

U tabeli VI. dan je pregled koeficijenata sigurnosti V i V′ za razne tretirane slučajeve.

Tabela VI

Pri nominalnom opterećenju a za slučaj	Koeficijenat sigurnosti protiv jačih pomeranja V	Koeficijenat sigurnosti protiv preturanja V′
Stvarno stanje stope bez ispusta, tlo nedovoljno zbijeno	0,55	1,17
a — stope bez ispusta, tlo ispravno zbijeno	0,574	1,66
b — stope sa ispustima, tlo nedovoljno zbijeno	1,04	1,95
c — stope sa ispustom, tlo ispravno zbijeno	1,06	2,61

Za stub 2a u svemu su provedeni isti proračuni kao i za stub br. 153, pri čemu su dobiveni ovi rezultati:

$\sigma_{dop} \cong 2{,}45$ kg/cm² ($\sigma_{ostvareno} = 1{,}22$ kg/cm²)

U tabeli VII. dani su koeficijenti V i V′ za razne faze opterećenja stuba 2a.

Tabela VII

Veličina kosih sila zatezanja u užetima kg	Sila Z t	V	V′
3 · 360 = 1080	5,36	1,55	2,80
3 · 720 = 2160	10,73	0,745	1,35
3 · 1000 = 3000	14,90	0,53	0,97

I u slučaju stuba 2a za nominalno opterećenje nisu dobiveni zadovoljavajući koeficijenti sigurnosti V i V′ ($V = 0{,}745 < 1{,}0$ i $V' = 1{,}35 < 1{,}50$).

Koristeći se analizom izvršenom kod stuba br. 153, može se i u ovom slučaju konstatovati da bi se dobili zadovoljavajući koeficijenti V i V′, da su temeljne stope izvedene po projektu i da je tlo oko temeljnih stopa ispravno zbijeno.

V. Opšti zaključak u vezi fundiranja dalekovodnih stubova

Na osnovu dobivenih rezultata terenskih i laboratorijskih ispitivanja, kao i izvršene računske analize za razne slučajeve, može se konstatovati ovo:

— Primenjena metoda (izložena u Girkmann-u), za iznalaženje koeficijenata sigurnosti protiv jačih pomeranja i protiv preturanja pokazala se u tretiranim slučajevima dosta realnom.

— Znatno poboljšanje nastaje kod koeficijenta sigurnosti u slučaju temeljnih stopa s ispustima, a u poređenju s temeljnim stopama bez ispusta.

— Ispravno zbijanje tla oko temeljnih stopa povoljno utiče na koeficijente sigurnosti.

— U slučajevima gde se ne mogu postići zadovoljavajući koeficijenti sigurnosti kod temeljnih stopa s ispustima, povećanje dubine fundiranja ostaje kao jedna od vrlo povoljnih mogućnosti da se obezbedi potrebna sigurnost.

OSIGURANJE OBJEKATA U GRADNJI PREMA NOVIM PRAVILIMA ZA OSIGURANJE GRAĐEVINSTVA

Ing. **Julijan Jannicki**, Zagreb

Prema postojećim zakonskim propisima moraju građevna poduzeća obavezno zaključiti osiguranja prema »Pravilima za osiguranje protiv požara, nekih prirodnih i nekih drugih događaja« (to je tkz. požarno osiguranje) za svu svoju pokretnu i nepokretnu imovinu kao: zgrade, barake, alat, materijal, inventar, građevne i ostale strojeve, vozila i t. d. Prema tim pravilima moraju građevna poduzeća obavezno osigurati i sve objekte u gradnji, koje izvode za različite investitore.

Osim obaveznog požarnog osiguranja postoji još niz ostalih grana osiguranja, koja se ne moraju obavezno zaključiti, kao na pr. osiguranje strojeva protiv loma, osiguranje vozila protiv oštećenja, osiguranje protiv provalne krađe, osiguranje poduzeća ili pojedinih rukovodilaca radova od odgovornosti i t. d. I spomenuta neobavezna osiguranja mnogo zaključuju građevna poduzeća, naročito osiguranje vozila, loma strojeva i odgovornosti.

Obaveznim zaključenjem ugovora o osiguranju objekata u gradnji prema požarnim pravilima nadoknadive su iz naslova osiguranja štete nastale uslijed požara, groma, eksplozije, osim eksplozije prouzročene atomskom energijom, oluje, tuče, poplave, te klizanja i odronjavanja tla. Međutim, u toku građenja dolazi do niza drugih opasnosti, kojima su izloženi objekti u gradnji, a koje nisu obuhvaćene požarnim osiguranjem. Od elementarnih nepogoda tu još dolazi i smrzavica, podzemna voda, kiša, kretanje leda i snježna lavina. Osim prirodnih nepogoda ugroženi su objekti u gradnji i opasnostima, koje proizlaze iz same prirode posla: pogreškama u materijalu, konstrukciji i izvođenju, nespretnosti, nehatu ili zloj namjeri radnika, službenika ili koje treće osobe i sl., a preko projektanata pogreškama u projektiranju i statičkom proračunu.

U cilju traženja nadoknada šteta što nastaju zbog opasnosti, koje nisu obuhvaćene požarnim osiguranjem, predložila su neka građevna poduzeća Državnom osiguravajućem zavodu, da u osiguranje objekata u gradnji uključi sve rizike koji mogu nastati u toku građenja. Nakon duljih savjetovanja između građevinskih i osigurateljnih stručnjaka odobrio je Savjet DOZ-a nova »Pravila za osiguranje građevinstva«, na temelju kojih se mogu zaključiti osiguranja objekata u gradnji kao neobavezna osiguranja. Kako je tim pravilima obuhvaćeno kod nas sasvim novo područje osiguranja, koje je od velikog značenja za građevna poduzeća, to će ovim napisom biti obrazložene osnovne smjernice novih pravila.

Predmet osiguranja

Prema »Pravilima za osiguranje građevinstva« predmetom osiguranja može biti svaki građevni objekt, ali uz uvjet da se osiguranjem obuhvati objekt u cjelini, a ne samo neki pojedini dijelovi. Ne mogu se na pr. kod gradnje armirano-betonskog mosta osigurati samo drvene skele, ili kod visokogradnji samo armirano betonske konstrukcije. Pod pojmom građevnog objekta u gradnji podrazumijeva se i sav građevni materijal i dijelovi, koji se nalaze na gradilištu, a namijenjeni su izgradnji osiguranog objekta.

Osiguranjem građevinstva mogu se obuhvatiti i adaptacioni radovi. U tom slučaju zaključuje se osiguranje na svotu predviđenu troškovnikom za adaptacione radove, dok ostali dio objekta, kakav je bio prije adaptacije, mora biti osiguran prema požarnim pravilima.

S obzirom na neke propise iz cjenika za osiguranje građevinstva svi objekti u gradnji, koji se žele osigurati, razvrstani su u tri kategorije.

U prvu kategoriju spadaju građevinski objekti u gradnji, koji se podižu na terenu koji nije izložen poplavi, oluji, čestom i obilnom vodenom talogu, nije podložan podzemnim vodama, ne klizi niti postoji opasnost klizanja. Osim toga, za razvrstavanje u tu kategoriju potrebno je, da je za izvođenje radova osiguran dovoljan broj stručnih radnika i da se radovi izvode pod nadzorom građevinskog stručnjaka s odgovarajućim ovlaštenjem.

U drugu kategoriju spadaju građevinski objekti u gradnji, kod kojih su uslovi za prvu kategoriju samo djelomično ispunjeni. U svakom slučaju, da teren ne klizi i da ne postoji opasnost klizanja, te da je na radovima zaposlen dovoljan broj stručnih radnika i da se radovi izvode pod nadzorom građevinskog stručnjaka s odgovarajućim ovlaštenjem.

U treću kategoriju spadaju svi ostali građevinski objekti u gradnji.

U svakom slučaju, rukovodilac gradnje na osiguranom objektu mora biti građevinski stručnjak, koji ima ovlaštenje za rukovođenje građevinskim objektima i radovima.

Prema daljnjem propisu iz cjenika podijeljeni su svi objekti u gradnji na IV. grupe, i to:

I. stambene, uredske i slične zgrade;
II. industrijski objekti i slične niskogradnje;
III. mostovi, tuneli i slične niskogradnje;
IV. željeznički gornji stroj, putevi i slični objekti.

Podjela objekata u kategorije i grupe izvršena je zbog određivanja premijske stope.

Svota osiguranja i vrijednosti osiguranog objekta

Svota osiguranja za građevinski objekt u gradnji određuje se u načelu na temelju konačne stvarne vrijednosti objekta, ako se drugačije ne ugovori. Kod osiguranja stambenih, uredskih i sličnih zgrada, koje izvodi jedno građevno poduzeće, može se osiguranje zaključiti na flotantnoj osnovi, to znači, da su za ustanovljenje svote osiguranja mjerodavne privremene mjesečne situacije o izvršenim radovima. Na iznos svake pojedine situacije računa se premija za cijelo vrijeme do završetka gradnje.

Stvarnu vrijednost građevinskog objekta predstavlja iznos, koji se dobije, kad se prema tržnim cijenama utvrdi vrijednost materijala, rada i drugih uobičajenih troškova građenja.

Stvarnu vrijednost građevnog materijala i dijelova predstavlja njihova nabavna cijena, ako osiguranik te stvari nabavlja, odnosno njihova proizvodna cijena, ako ih sam proizvodi, povećana za troškove prijevoza.

Opasnosti obuhvaćene osiguranjem

Državni osiguravajući zavod je u obvezi za opasnosti od:

1) požara, udara groma, eksplozije — osim eksplozije od atomske energije —, poplave, proloma oblaka, podzemne vode, bujice, velike vode, oluje, tuče, smrzavice, kretanja leda, snježne lavine, kiše;

2) klizanja i odronjavanje tla;

3) pogrešaka u statičkom proračunu;

4) pogrešaka u konstrukciji i materijalu;

5) pogrešaka u izvođenju građevinskog objekta;

6) nespretnosti, nehata ili zle namjere radnika, službenika ili koje treće osobe;

7) provalne krađe;

8) pada zračnog letala, demonstracija i manifestacija.

U slučaju ostvarenja koje od opasnosti obuhvaćene osiguranjem nadoknadivi su i svi troškovi prikladno učinjeni za spasavanje osiguranih predmeta i umanjenja štete, kao i troškovi raščišćavanja mjesta štete.

Osim osiguranja od navedenih opasnosti može građevno poduzeće kraj zaključenog osiguranja iz građevinstva provesti i dodatno osiguranje od odgovornosti iz građevinske djelatnosti na osiguranim objektima u gradnji. Takvim dodatnim osiguranjem pokriveno je građevno poduzeće odnosno odgovorni rukovodilac gradnje za sve odgovornosti, koje proizlaze iz zakonske dužnosti jamstva, i to uz primjenu osigurane svote od Din 10 000 000 za smrt ili povredu osoba i Din 1 000 000 za oštećene stvari. Na ime premije računa se za takve dodatna osiguranja 15% od premije za osiguranje objekata u gradnji.

Opasnosti, koje nisu obuhvaćene osiguranjem

Državni osiguravajući zavod nije u obvezi za opasnosti od:

1) odgovornosti i ugovorne kazne;

2) povrede općepriznatih pravila tehnike, zakonskih propisa i propisa nadležnih organa;

3) ratnih događaja ili drugih sličnih oružanih akcija;

4) nuklearne energije.

Nadalje ne postoji obveza ni za štete:

1) zbog odštetnog zahtjeva, koji proizlazi iz toga što nisu bili ispunjeni ugovoreni rokovi;

2) nastale posredno ostvarenjem osiguranog slučaja: gubitak zarade, danguba, kazna i t. d.;

3) ako je građevinski objekt izveden protivno ugovoru ili je upotrebljen nepodesan ili neispravan materijal.

Vrijeme trajanja osiguranja

Osiguranje se može zaključiti sa trajanjem preko cijele godine, ili samo za vrijeme građevne sezone, t. j. od 1. ožujka do 1. listopada. Razlika u visini premijske stope između sezonskog i godišnjeg osiguranja iznosi oko 20%, pa je svakako bolje zaključiti osiguranje preko cijele godine.

Ako osiguranje traje duže od godine dana, računaju se samo doplaci na premiju; ne traži se dakle ponovna naplata pune čitave premije. Na primjer, za trajanje gradnje do 2 godine iznosi ta doplata samo 10% od osnovne premije.

Osiguranje za osiguranike iz socijalističkog sektora počinje u 24 sata dana kojeg je primljena prijava za osiguranje s potrebnim podacima. Ako se prijava šalje poštom preporučeno, obveza DOZ-a počinje u 24 sata dana predaje na pošti, što se dokazuje potvrdom pošte o predaji preporuke.

Osiguranje prestaje u trenutku kada se objekt primi ili se prema postojećim propisima za građevinarstvo treba smatrati primljenim. Ako građevinski objekt ne bude primljen do trenutka predviđenog u ugovoru o građenju, porebno je poseban sporazum o visini premije za vrijeme trajanja prekida rada.

Pridržavanje zaštitnih odredaba i prijava šteta

U svrhu zaštite osigurane imovine, osiguranik se mora pridržavati ugovorenih odredaba, čija je svrha da se spriječi ili ograniči uvećanje opasnosti, kao i da izvršuje mjere, koje nadležne vlasti za to prepisuju.

Ako osiguranik ne izvrši ili povredi zaštitne naredbe i mjere, smanjit će se naknada odštete prema ocjeni okolnosti u omjeru, u kojem je šteta prouzročena tom povredom. Smanjenje odštete ne može nastupiti, ako izvršenje ili povreda zaštitnih mjera i naredaba nije utjecala na ostvarenje opasnosti ni na obim obveza.

Kad se ostvari osigurani slučaj, osiguranik mora poduzeti sve moguće mjere za spasavanje i sprečavanje povećanja štete, pa se mora držati uputa, koje mu je za to dao osiguravatelj. Ako osiguranik ne poduzme sve te mjere i ne drži se danih mu uputa, osiguravatelj ne nadoknađuje onaj dio štete, koji bi zbog toga nastao.

Osiguranik mora odmah slikati mjesto štete i do dolaska organa Državnog osiguravajućeg zavoda na lice mjesta ne smije promijeniti stanje oštećenih stvari.

Prijava šteta iznad milijun dinara mora uslijediti brzojavno odmah nakon saznanja, a za manje štete pismeno u roku od 3 dana nakon saznanja. Štetu zbog provalne krađe osiguranik mora prijaviti i nadležnoj narodnoj miliciji.

Propuštanje prijave u navedenom roku ne može imati za posljedicu gubitak prava na odštetu, ako je zakašnjenje prijave posljedica više sile ili ako zakašnjenje prijave nije bilo od utjecaja na ustanovljavanje ostvarenog osiguranog slučaja, njegovog uzroka, visine štete i prava na odštetu.

Ustanovljavanje i procjena štete

Odmah nakon primitka prijave o nastaloj šteti mora Državni osiguravajući zavod pristupiti ustanovljavanju i procjeni štete, u načelu, zajedno s osiguranikom ili njegovim stručnjakom. U slučaju, da se osiguranik i osiguravatelj ne slože pri ustanovljavanju i procjeni štete, ustanovljavanje i procjena štete se povjerava dvojici vještaka, od kojih jednoga imenuje osiguranik, a drugoga osiguravatelj. Ta dvojica biraju trećeg vještaka. Nakon izvršenog uviđaja i procjene imenovani vještaci daju svoje stručno mišljenje. Ako se imenovani vještaci ne slože, birani vještak daje svoje stručno mišljenje, ali samo o spornim točkama i u granicama procjene imenovanih vještaka.

Osiguranik mora organima osiguravatelja dati sve podatke s kojima raspolaže, a koji su neophodni za ustanovljavanje uzroka, opsega i visine štete.

Ustanovljavanje štete i isplata odštete

Davanja na temelju odštete ne mogu prijeći iznos stvarno pretrpjele štete. Odšteta se isplaćuje u novcu, ali može se nadoknaditi i u naravi.

Kako kod građenja ima malih šteta, koje se češće događaju, pravilima je predviđeno, da se štete do 5 000 Din ne nadoknađuju. To je t. zv. franšiza, koja se može posebnim sporazumom osiguranikom i povećati, pa u tom slučaju osiguranik dolazi do smanjenja premijske stope.

Šteta obuhvaća:

1) kod djelomičnog oštećenja: potrebne troškove za uspostavljanje osigurane stvari u stanje prije oštećenja i troškove raščišćavanja mjesta štete. Vrijednost ostataka odbija se od tih troškova.

Prekovremeni rad i brzovozni prijevoz uzimaju se u obzir samo ako je to naročito ugovoreno.

Veći troškovi od onih koji bi proizašli iz ostvarenog slučaja kao što su troškovi izmjene, poboljšanja i usavršavanja, padaju na teret osiguranika. To znači, drugim riječima, da razlika između cijena prvotno izvedene konstrukcije i naknadno izvedene i poboljšane konstrukcije ide na teret osiguranika ili investitora.

Ako troškovi popravka jedne stvari dostignu ili premaše njenu stvarnu vrijednost na dan osiguranog slučaja, postupit će se kao da je nastupilo potpuno uništenje te stvari i šteta likvidirati po odredbama ovako:

2) kod potpunog uništenja: stvarnu vrijednost osigurane stvari uoči ostvarenja osiguranog slučaja, a po odbitku vrijednosti ostataka;

3) troškove prikladno učinjene za spasavanje osiguranih stvari i smanjenje štete, ali oni zajedno s iznosom odštete ne mogu prijeći svotu osiguranja.

Zaključak

Građevna poduzeća moraju za objekte u gradnji obvezatno zaključiti osiguranje prema požarnim pravilima. Ako je zaključeno osiguranje na temelju pravila za osiguranje građevinstva, tim su osiguranjem automatski obuhvaćeni svi rizici iz požarnog osiguranja, pa u tom slučaju nije potrebno zaključivati požarno osiguranje. S obzirom na velike prednosti, koje donosi osiguranje građevinstva, svakako je bolje zaključiti upravo tu granu osiguranja namjesto požarnog osiguranja, jer je u to osiguranje osim požarnog rizika uključen i riziko provalne krađe, a može se uključiti i riziko odgovornosti, pa su na taj način osiguranjem obuhvaćeni gotovo svi rizici, koji mogu nastati na objektima u gradnji.

Preuzimanje rizika za zaključenje osiguranja prema »Pravilima za osiguranje građevinstva« vršit će samo Direkcije DOZ-a za pojedine republike preko svojih filijala i građevinskih stručnjaka Direkcija.

Iz inozemnih časopisa

GRADNJA KOMBINIRANOG CESTOVNO-ŽELJEZNIČKOG MOSTA NA DVA SPRATA PREKO RIJEKE JANGCE U GRADU UHANJ U KITAJSKOJ NARODNOJ REPUBLICI

Železobeton, Moskva, br. 5. 1956.

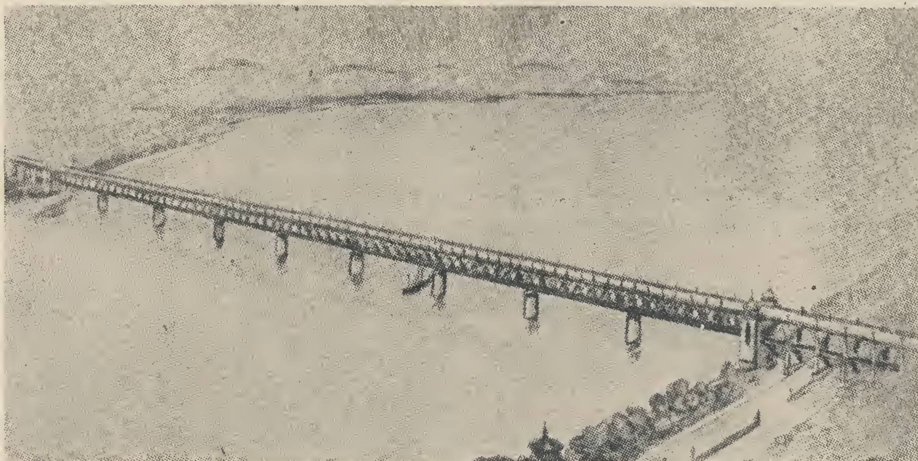
Ing. Pin Lin opisuje gradnju mosta koja je započela u septembru 1955. godine. Most je predan saobraćaju u oktobru 1957. godine.

Dubina riječnog korita doseže mjestimično 40 m. Brzina vode je 3 m/sek. Korito je stjenovito i neravno, pokriveno pješčanim nanosom.

Ukupna dužina mosta je 1670 m. Most ima devet raspona od po 128 m, sa čeličnom rešetkastom gornjom konstrukcijom preko matice rijeke, a nastavlja se sa obje strane armiranim betonskim dvoetažnim pristupnim vijaduktima od 300 i 212 m. Dvokolosječna pristupna željeznička rampa do mosta je duga 12,8 km, a cestovna rampa samo 4,4 km.

Gornji automobilski kolnik nalazi se 35 m nad obalnom cestom.

Slobodna visina ispod mosta dopušta plovidbu većih plovnih objekata i za vrijeme visokog vodostaja.

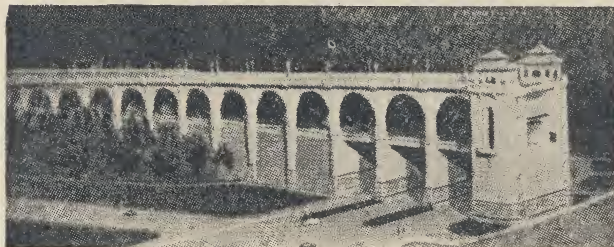


Sl. 1 — Pogled na most

Trebalo je izvršiti vrlo duboko fundiranje i izgraditi visoku skelu za montažu čelične konstrukcije mosta. Gradnja mosta je otežana zbog osammjesečnog visokog vodostaja i čestih orkanskih vjetrova.

Kubatura betona i armiranog betona iznosi preko 120 000 m³, težina čelične konstrukcije premašuje 26 000 tona. Zemljani radovi dostižu dva miliona kubika u zemlji i stijeni.

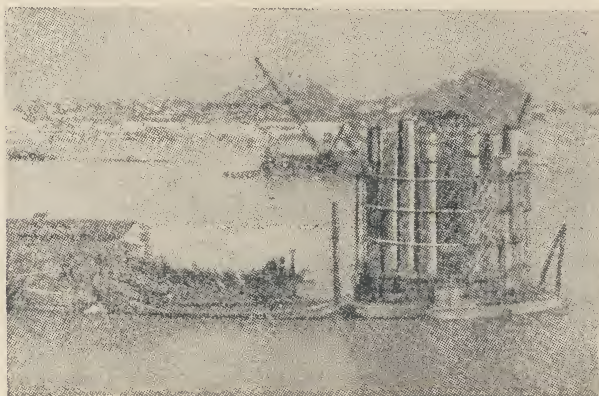
Obalni stupovi mosta počivaju na centrifugalno izrađenim armiranim betonskim cijevima promjera 400 do 550 cm. Te cijevi, dugačke do 36 m, spuštene su kroz naslagu aluvijalnih nanosa pijeska do čvrste stijene u koritu rijeke. One su sastavljene od prefabriciranih komada dužine 8 do 12 m, koji se postepeno nastavljaju prema napretku spuštanja cijevi pomoću metalnih prirubnih prstenova.



Sl. 2 — Pogled na model pristupnog vijadukta za most

Spuštanje tih cijevi vršilo se pomoću parne makare sa batom teškim 6,5 tona. U upotrebi je bio i podvodni hidromonitor s mlazom vode od 15 atmosfera pritiska.

Najteži problem je bilo fundiranje osam riječnih stupova u dubokoj matici rijeke. Odustalo se je od pneumatskog temeljenja zbog skupih, složenih i dugotrajnih radova, koji su osim toga dosta opasni po ljudsko zdravlje. Za svaki riječni stup je spušteno 35 armiranih betonskih cijevi promjera 155 cm, koje su se spuštale po čeličnim vodicama kroz pješčani nanos do stijene, koja se eksplozivom produbila za 3 metra. Svaka cijev je zatim ispunjena armiranim betonom i sve su nad malom vodom udružene vodoravnom armiranom betonskom pločom u jednu cjelinu. Cijevi su se probijale kroz 20 m debelu pješčanu naslagu pomoću vodenog mlaza od 15 atmosfera pritiska i uz djelovanje naročitog vibro stroja. Ta metoda temelje-



Sl. 3 — Fundiranje rječnih stupova

nja je omogućila neprekidni rad kroz čitavu godinu, što je ubrzalo dovršetak tog smionog i teškog fundiranja. Zasada su u pješno dovršena tri riječna temelja, a ostali se još rade.

Približuje se i rok montaže čeličnih konstrukcija gornjeg stroja mosta. Usporedo sa fundiranjem riječnih stupova dovršeno je i temeljenje dvaju pribrežnih mostova, i na njima se već nastavlja izrada vantemeljnog zida.

Na prošlogodišnjem Velesajmu u Zagrebu bio je u kineskom paviljonu izložen prekrasan model ovog velikog mosta u Kini.

MK

RIO RAZMATRA URBANISTIČKI PROGRAM OD 100 MILIONA DOLARA

(Engineering News-Record, New York, august 1957.)

Rio de Janeiro namjerava da započne radove na uređenju grada u vrijednosti od 100 miliona dolara. U projektu je rušenje i planiranje brda Santo Antonio u srcu grada. Dalje bi se izgradila autostrada oko grada s nekoliko tunela, kanalizirali bi se i snabdjeli vodom novi gradski predjeli i t. d.

Materijal od brda bi poslužio za nasip u moru za izgradnju autostrade. Treba odstraniti 5 miliona m^3, a postavljeni rok iznosi 90 dana.

Grad nema financijskih sredstava za taj program i vodi pregovore s jednim poduzećem iz SAD, koje bi bilo plaćeno u vrijednim gradilištima i obveznicama.

B. P.

VELIKA BRANA NA ŽUTOJ RIJECI

(Engineering News-Record, New York, juni 1957.)

Na Žutoj Rijeci gradi se niz brana u klancu Sanmen. Brana, čije je građenje u toku, najveća je među njima i bit će duga 800 m i visoka 150 m. Njena akomulacija će navodno iznositi više nego akomulacija od brana Boulder i Grande Couleo. To će biti prva u nizu od 46 brana, koje se predviđaju zajedno, a snaga elektrane je 1,1 miliona kW.

B. P.

RUŠENJE ZGRADE PRIPISUJE SE NEMARNOM POTKOPAVANJU

(Engineering News-Record, New York, maj 1957.)

Čini se da je do rušenja 11-katne zgrade u Rio de Janeiru u februaru 1957. došlo zbog nemarnog načina izvođenja radova na susjednom gradilištu.

Dok su se u susjedstvu vršili iskopi, na 12 godina staroj 11-katnici iznenada su se pojavile pukotine na zidovima i podovima. Pozvani stručnjaci nisu se mogli složiti, da li je zgrada u opasnosti ili nije. Čak i poslije toga, kad je banka, koja je zauzimala donja tri kata, podigla uzbunu i iselila se, pozivajući i ostale stanare da se isele, gradski građevinski inspektori ostali su kod tvrđenja, da nema opasnosti. Međutim, 30 minuta poslije odlaska inspektora zgrada se srušila. Pod ruševinama je našlo smrt 9 ljudi.

Temelji srušene zgrade bili su od betonskih stupova, koji između sebe nisu bili povezani gredama. I tako izvedeni stupovi bili su prema mišljenju predsjednika jednog inženjerskog društva uz normalne uslove sigurni. Međutim, kod iskopa na susjednom gradilištu nije bilo poduzeto ništa, da se za tlo pod postojećom zgradom sačuva postrana potpora.

Poslije ove nesreće je proglašeno, da je u prijestolnici Brazilije nesigurno još nekoliko zgrada, u čijoj se blizini vrše iskopi.

B. P.

PROTUTUŽBA U SPORU OKO ARENE U LOS ANGELESU

(Engineering News-Record, New York, juli 1957.)

Investitor sportskog igrališta u Los Angelesu podnio je u junu 1957. tužbu protiv arhitekata, čije je projekte odbio, jer da su bili izrađeni nemarno i nevješto i jer je predviđena investiciona svota od 5,7 miliona dolara prekoračena. Investitor traži odštetu od 346 000 dolara na ime izgubljene dobiti zbog nastalog 4-mjesečnog zakašnjenja u građenju.

Ta je tužba ustvari odgovor na tužbu, koju su projektanti podnijeli u aprilu 1957. Oni traže odštetu od 374 000 dolara na ime nastalih troškova kod projektiranja, jer investitor odbija njihov prijedlog da načine novi projekt u okviru predviđene svote.

Investitor je projektiranje ustupio drugom projektnom poduzeću i novi projekti su već dogotovljeni.

B. P.

RIO JE UZBUĐEN ZBOG RUŠENJA ZGRADA

(Engineering News-Record, New York, august 1957.)

Poslije nesreće, koja se dogodila u Rio de Janeiro u februaru 1957., kada se srušila 11-katna zgrada, pokopavši pod sobom 9 osoba, srušila se i jedna zgrada, koja je bila u građenju (poginuo je jedan čovjek), i tamošnje novine tragaju za drugim zgradama u opasnosti. Novinari su pronašli priličan broj zgrada, koje su se nagnule ili pomakle, a jedan inženjer iz prijestolnice Brazilije je izjavio: »Ako Rio doživi ma i najslabiji zemljotres ili uragan, polovina grada će se srušiti kao kakva kuća od karata«.

Prema tamošnjim novinama srušilo se u proteklih 10 godina u gradu 20 zgrada. Novine donose fotografije izvjesnog broja nagnutih zgrada, od kojih su neke izašle iz vertikale za 20 do 30 cm. Nagnute zgrade se nalaze u glavnim ulicama: aveniji Vargas i ulici Branco. Zgrade su nagnute već duže vremena i gradski inženjeri tvrde, da nema opasnosti. Stanari se ipak osjećaju nesigurnim (i za zgradu, koja se srušila u februaru, jedan gradski inženjer je još 30 minuta prije katastrofe tvrdio, da je sigurna).

Inženjer Vieira iz Državnog tehnološkog instituta tvrdi, da je uzrok nezgoda u lošem građevinskom tlu. On kaže, da ustvari u odnosnom dijelu grada nije trebalo graditi. Podzemna voda leži samo 2,5 do 3 m ispod terena. Ako se na slabom podložnom tlu grade 22-katnice, izjavljuje Vieira, tada su u neprilici i projektanti i građevinske vlasti. On kaže, da propisi nisu oštri i da nema dovoljno gradskih inženjera za adekvatnu inspekciju. Tvrdi, da je 20 zgrada, koje su se srušile bilo slabo projektirano ili izgrađeno od lošijeg materijala. On se, međutim, slaže sa stavom gradskih inženjera u predmetu nagnutih kuća u rajonu avenije Vargas, jer da zgrade sjedaju jednolično i bez pukotina i da su relativno sigurne. *B. P.*

GRADNJA HIDROELEKTRIČNIH CENTRALA U AUSTRIJI

(Gidrotehničeskoe stroiteljstvo, broj 2 god. 1956, Moskva)

Ukupni kapacitet austrijskih električnih centrala kretao se je u godini 1954. oko 3 miliona kW, od čega otpada 2,5 miliona kW na hidroenergetske stanice.

Ukupna proizvodnja struje u toj godini je iznosila 10,5 milijardi kWs, tako da na jednog stanovnika otpada 1 500 kWs. Sve su centrale ujedinjene u jedan zajednički energetski sistem, koji izvozi struju i u susjedne zemlje.

Austrija je brdovita zemlja, i hidrocentrale su uglavnom derivacionog tipa, ali postoje i riječne centrale na Dunavu, Innu i Dravi. Duž 350 km dugog toka Dunava projektiraju se 14 hidrocentrale na 150 m ukupno iskorištivog pada, koje će imati ukupni kapacitet od 2 130 kW sa godišnjom proizvodnjom od 14 milijardi kWs. Zasada su u gradnji dunavske centrale u »Jochensteinu« i »Ibbs-Persenbeigu«.

Hidrocentrala »Jochenstein« se nalazi na pograničnom dijelu Dunava prema Njemačkoj i gradi se zajedničkim finansijskim sredstvima. Projektirani pad vode je 9,6 m kod 1 750 m³ proticajne količine vode u sekundi. Imat će 5 agregata od ukupno 140 000 kW za godišnju proizvodnju od 940 miliona kWs.

Brana je fundirana na stijeni i ima 6 propusnih otvora od po 24 m otvora, koji propuštaju do 10 000 m³ vode u sekundi. Pomične splavnice su visoke 11,8 m. Dvostruka brodarska komora ima dimenzije 24 na 230 m. Gornja ulazna vrata su vertikalna vrata i kroz njih se napušta voda u komoru.

Prvi agregat je proradio koncem 1955. godine.

Na gradnji je ugrađeno 500 000 m³ betona i to s maksimalnom dnevnom proizvodnjom od 2 700 m³. Potrošnja cementa je bila 220 kg na 1 m³ betona, sa dodatkom plastimenta. Zagati u rijeci izgrađeni su od čeličnog žmurja u obliki okruglih kazeta promjera 13 m.

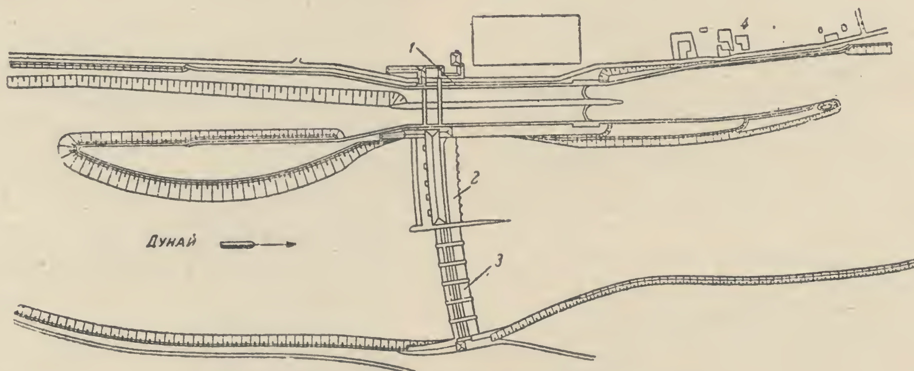
Hidrostanica »Ibbs Persenbeig« ima pad od 11.3 m kod proticajne količine od 2 100 m³ u sek. sa kapacitetom od 185 000 kW i 1 274 miliona kWs godišnje proizvodnje. Brana je podignuta usred rijeke, a na oba kraja su izrađene strojarnice sa po tri turbinska agregata. Dimenzije brodarske splavnice su iste kao i u Jochensteinu. Predviđa se propuštanje jednog dijela velike vode i kroz brodsku splavnicu. Prvi agregat pustit će se u pogon u ljetu 1957. god. Na gradnji će se potrošiti 550 000 m³ betona. Beton se raznosi pomoću portalnog krana i betonske crpke, a oplata i armatura pomoću kabelskog krana.

Agregati se upotrebljavaju u 6 frakcija: za crpke je maksimalna veličina zrna 6,5 cm, a za ostali beton 15 cm. Količina cementa za crpljeni beton je 270 kg, a za ostali 210 kg na 1 m³ betona.

Hidrocentrala »Braunau« na rijeci Inn ima pad 11 m kod proticajne količine vode od 1 080 m³ u sek., s kapacitetom od 96 000 kW kod 4 agregata i godišnjoj proizvodnji struje od 513 miliona kWs. Ova centrala nema strojarnice; manipulacija sa turbinama obavlja se u pojedinom prostoru oko svake turbine.

Dizanje i spuštanje splavnica na brani i pred turbinama se vrši putujućim portalnim kranom sa dva konsolna prepusta, koji služi i za remont turbina i generatora.

Hidrocenrala »Schwarzach« na rijeci Salzach (vidi članak u br. 10/1957 »Građevinara«) je također u izgradnji. U strojarnici je postavljeno 4 agregata sa po 30 000 kW i proizvodnja će biti 400 miliona kWs u godini dana.

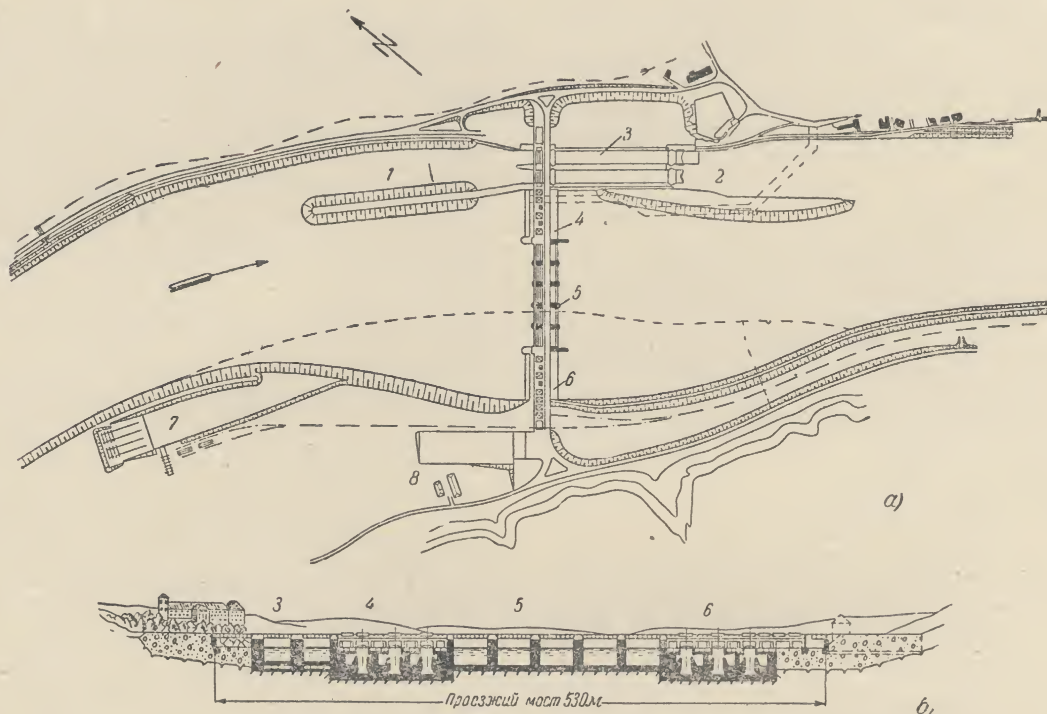


Sl. 1 — Tlocrt Dunavske centrale Jochenstein
1 — brodarska splavnica, 2 — strojarnica, 3 — brana, 4 — selo Jochenstein

Dovodni derivacioni tunel ima promjer 5,5 m i dug je 16,6 km. Retencioni basen za dnevnu regulaciju dotoka ima zapreminu od 1,5 miliona m³. Tlačni vod ima promjer 5 m, a dug je 900 m. Ukupni pad vode je 149 m.

Bušenje derivacionog tunela vrši se sa deset strana do kojih su izgrađeni asfaltirani pristupni putovi širine zonske potrebe proizvodnje kao i unutar 24 sata. Godišnja proizvodnja struje iznosi ukupno 815 miliona kWs.

»Brana Limburg« se nalazi na glavnoj stepenici i zadržava vodu u vodospremi »Wasserfall«. Brana je visoka 120 m i zadržava 86 miliona m³ vode. Od nje ide derivacioni tunel promjera 3,2 na 3,34 i dužine

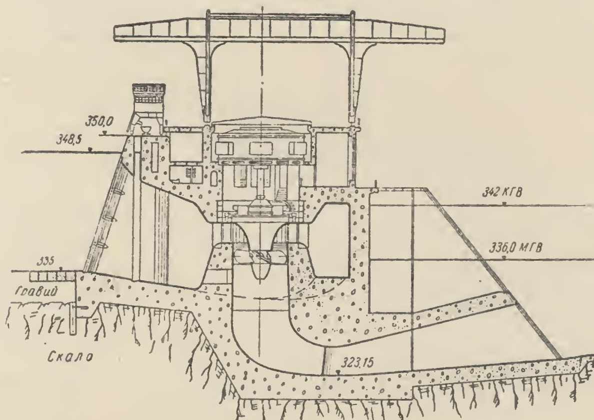


Sl. 2 — Tlocrt Dunavske centrale Ybbs-Persenbeig

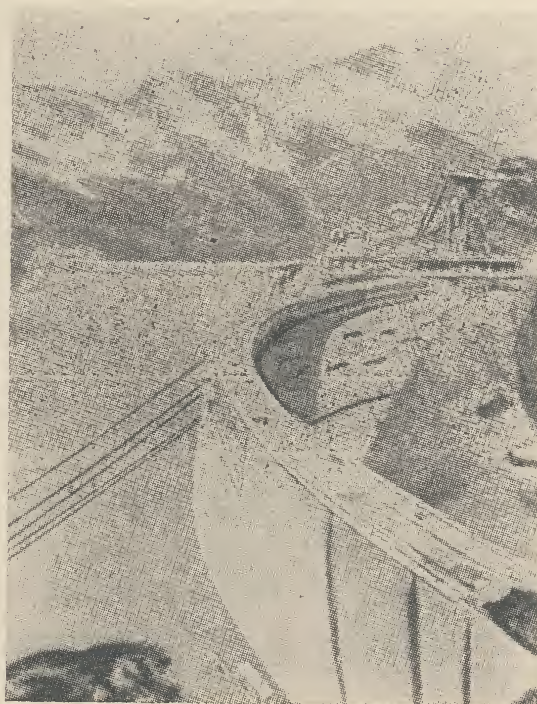
1 — gornje pristanište, 2 — donje pristanište, 3 — brodarska splavnica (2 komore), 4 — sjeverna strojarnica, 5 — brana, 6 — južna strojarnica, 7 — luka, 8 — rasklopno postrojenje

4,5 m, ukupne dužine od 30 km. Srednji napredak bušenja tunela je oko 160 m u mjesec dana, a maksimalni 220 m. Na čelu potkopa od 12 m² buše se 22 mine. Dubina mina je 1,4 do 1,8 m, sa brzinom bušenja 30 do 60 cm u minutu. Napredak kod svakog paljenja je 1,5 m, a pali se u 24 sata 6 puta.

Hidrostanica »Glockner—Kaprun« ima kapacitet od 332 000 kW i iskorišćuje pad od 1 254 m na dva stepena. Niži, i to glavni stepen je visok 891 m, a viši 363 m. Taj viši stepen ima i akumulaciono jezero. Tri vodospreme od 176 miliona m³ vode regulišu se-



Sl. 3 — Presjek strojarnice u Braunau



Sl. 4 — Pogled na branu Moser i Drossen

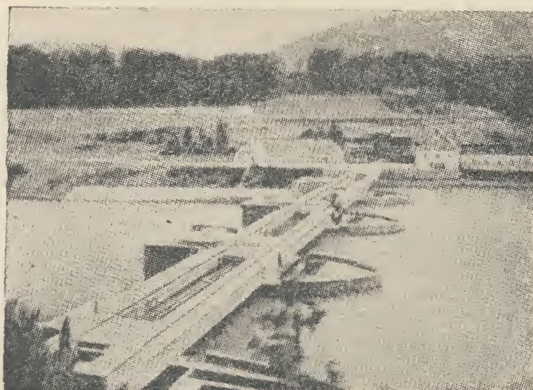
7,1 km, s proticajnom količinom vode od 32 m³/sek. U nastavku su 4 tlačne cijevi promjera 1,4 do 1,5 m, dužine 1 200 m. U centrali su 4 vodoravna agregata od ukupno 220 000 kW. Uzvodno se nalaze dvije brane »Moser« i »Drossen«. koje zadržavaju 86 miliona m³ vode i imaju tlačni derivacioni tunel promjera 3,3 m u dužini od 4,8 km. Strojarnica tih brana se nalazi na podnožju brane Limburg. U njoj su smještene dvije vodoravne turbine od po 85 000 KS i generatori od 56 000 kW. Osim toga su tu instalirane akumulacione crpke kapaciteta 16,4 m³/sek, koje uzdižu vodu iz vodospreme »Wasserfall« u gornji rezervoar Moser. Usput se skuplja i voda iz rijeke »Leiterbach« i »Pasterz« u vodospremu Margariza od 4 miliona m³, koja je postala izgradnjom brane »Möll« visine 92 m i brane »Margariza« visine 40 m. Iz te vodospreme ide voda tunelom dužine 11,6 km, promjera 2,9—3,4 m, do crpne stanice za rezervoar Moser.

Lučna brana Limburg je visoka 120 m i duga 350 m, sa širinom od 6 do 40 m. Ima 446 000 m³ betona. Brana »Drossen« je kupolna oblika, visine 110 m i dužine 360 m. Širina joj je 25 m. Brana »Moser« je gravitaciona, visine 107 m, dužine 480 m i širine u podnožju 70 m. Izrađena je od betona bez armature sa 240 kg cementa na 1 m³

Za gradnju tih brana je izgrađeno 8 km željezničkog kolosjeka i 16 km pristupnih putova, od toga 1,7 km u tunelima.

Postavljeno je 22 km žičara i oko 4 km kosih dizalica.

Hidrostanica »Reissach-Kreutzach« postavljena je u dolini rijeke Möll, pritoke rijeke Drave. Voda dolazi do centrale iz obližnih brdskih potoka i sabire se tunelima do dva vodostana raznih visina na lijevoj padini doline. Od nižeg vodostana dolazi voda sa 678 m visine na dva agregata s kapacitetom po



Sl. 5 — Pogled na Dravsku branu Lawamünd

24 000 kW, a od višeg sa visine od 1 771 m na tri agregata, s kapacitetom od po 20 000 kW. Svi su ti agregati smješteni u zajedničkoj strojarnici. Sa desne padine dolazi voda sa visine od 587 m u istu centralu na dva agregata s kapacitetom od po 20 000 kW. Na padini »Reissach« nalazi se međustanica »Riken« s jednim agregatom od 8 000 kW i padom od 255 m. Tu se nalaze i tri crpna agregata od po 6 500 kW, koji akumuliraju vodu na 1 200 m visine. Ukupni kapacitet ovih agregata je 132 000 kW, sa godišnjom proizvodnjom od 348 miliona kWs. Tlačne cijevi ove centrale imaju promjere 0,95 do 1,40 m i izrađene su od visokovrijednog čelika debljine 49 mm, u ukupnoj dužini od 4 900 m.

U tom energetskom sistemu probušeno je 16 tunela s ukupnom dužinom 45 km, u kojima su položene metalne dovodne cijevi sa dekovilskim kolosjekom za pristup pojedinim postrojenjima.

Promjer tih tunela je 4 m, presjek je 12 m². Dovoz građevnog materijala vršio se žičarama kapaciteta do 30 tona na sat. Radnici i ostali teret dopremani su uspinjačama dužine do 3,5 km. Tuneli su probijani u gnajsu, s napredovanjem od 6 do 9 m u jednom danu, kod 6 paljenja u tri radne smjene. Bušilo se sa 4 bušilice montirane na vagonetu; za 1 m³ stijene trebalo je 4,5 m mina. Utovar je vršen mehaničkim lopatama od 0,2 m³, a odvoz u vagonetima od 1 do 2 m³ s motornom vučom.

Hidrostanica »Schwabach« se nalazi u nižem toku rijeke Drave. Brana ima 4 otvora od po 18,75 m za propuštanje 5 000 m³/sek. Pad vode je 20,5, kod proticajne količine vode od 390 m³/sek. Postavljena su tri agregata kapaciteta 60 000 kW, za godišnju produkciju od 350 miliona kWs. I ta stanica nema zajedničku strojarnicu.

Nizvodno od ove centrale nalazi se hidrocentrala »Lawamünd« s padom od 8,3 m, proticajnom količinom vode kroz turbine od 390 m³/sek i kapacitetom od 24 000 kW, sa godišnjom proizvodnjom od 138 miliona kWs. Postavljena su tri agregata, ugrađena u pojedine stupove brane. Rukovanje splavnicama i agregatima se vrši također putujućim portalnim kranom s konsolnim istakama.

Stanica radi od god. 1945. *MK*

U OCEAN JE ZA 8 DANA POLOŽENO 11 KM CIJEVI

(Engineering News-Record, New York, juli 1957.)

Čelična cijev promjera 56 cm i dužine 11 km položena je u mjesecu maju 1957. g. za nepunih 8 dana u Tihi Ocean. Cijev će služiti za ispuštanje mulja iz postrojenja za pročišćavanje otpadnih voda grada Los Angeles. Ušće cijevi leži 76 m pod razinom mora, na rubu duboke oceanske kotline. To je dosada najveća zabilježena dužina i dubina kanalskog izliva u more.

Tihi Ocean je na tom mjestu redovno uzburkan i izložen snažnim vjetrovima, pa se samo ingenioznom projektu i odlično organiziranoj izvedbi može zahvaliti da je ovaj nesvakidašnji objekt dovršen bez ikakvog incidenta.

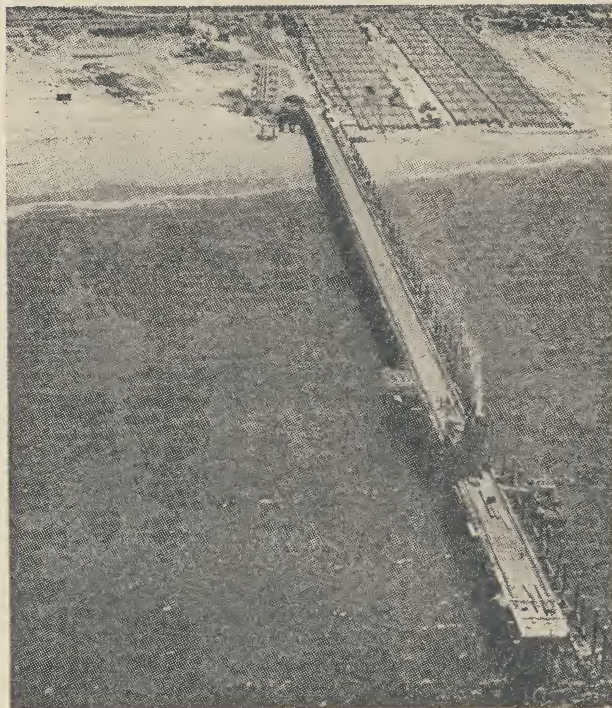
Troškovi građenja izliva iznose 2,5 miliona dolara, a izliv je sastavni dio programa od 60 miliona dolara za rekonstrukciju postojećeg postrojenja za pročišćavanje otpadnih voda, spojenu s povećanjem kapaciteta od sadašnjih 900 000 m³/dan na 1,6 miliona m³/dan. Osnovni problem je bio kako odstraniti velike količine mulja, koje će se dobivati u novom postrojenju. Problem je poslije opsežnih istražnih radova riješen tako, da će se mulj hidraulički transportirati u duboku oceansku kotlinu kroz cijev 11 km dugu, koja će biti položena na blago položeno priobalno dno mora povlačenjem cijevi na način koji je već ranije primijenjen kod naftovoda.

U postojećem postrojenju mulj se prerađuje u đubrivo, ali troškovi prerade (pomoću vakuum filtera i sušiona) veći su od cijene po kojoj se đubrivo može prodati. U novom postrojenju mulj će se odstranjivati preko dana u intervalima u skladu s pogonskim uslovima postrojenja. Volumen mulja koji treba odstraniti kroz cijev iznosit će oko 9 500 m³/dan. Da se cijev ne bi s vremenom začepila, pumpat će se kroz nju (kad se ne bude transportirao mulj) otpadne vode iz postrojenja i kapacitet cijevi je projektiran sa 25 000 m³/dan. Postojeći filtar i postrojenje za sušenje bit će sačuvani za eventualnu upotrebu u budućnosti, ako se pokaže, da je prerada mulja u đubrivo postala rentabilna.

Izliv je projektiran da traje bar 100 godina. Cijev je od čelika debljine 9,5 mm. Na unutrašnju površinu nanesen je centrifugalnom metodom sloj cementnog morta 13 mm debeo. Izvana je izvedena izolacija od tri sloja katranskog emalja. Između pojedinih slojeva nalaze se omotači od staklene vune, a preko svega je azbestna tkanina natopljena katranom. Da bi se ta obloga zaštitila od abrazije (prigodom ugradbe cijevi i kasnije), nanesen je izvana još i armirani torkret

debljine 28 mm. Sa svim tim oblogama iznosio je kod polaganja cijevi, uz cijev napunjenu zrakom, negativni uzgon 6 kg po metru dužine cijevi.

Cijevi su dobavljene na gradilište u dužinama od 12 m i tamo su električnim zavarivanjem spojene u komade dugačke 180 m. Spojevi su izolirani na isti način kao cijevi u tvornici. Tako pripremljene cijevi dužine 180 m složene su jedna do druge u blizini mjesta ugradbe okomito na obalu na drvene podložne klade presjeka 38/38 cm.



Povlačenje cijevi u more vršeno je pomoću snažnog vitla sa dva bubnja, montiranog na lađi. Vitlo je bilo pokretano dizel-motorom od 315 ks i moglo je da razvije na svakom bubnju vučnu silu od 300 tona uz brzinu od 7,5 m na minutu (ili na obadva bubnja 600 tona). Kod povlačenja cijevi u more vučna sila se nije prenosila na lađu (kotve lađe služe samo za fiksiranje položaja lađe), već na zasebno zatezno uže, čiji je jedan kraj bio zakotvljen 14,5 km daleko od obale, a drugi spojen sa postoljem vitla na lađi.

Prije polaganja cijevi izvršene su ove pripreme:

— okomito na obalu izrađen je poslužni most dužine 270 m i uza nj spuštaljka za klizanje cijevi u vodu (na slici se vidi gotov most, dok je izrada spuštaljke u završnoj fazi); pod mosta je ravan, po njemu su se kretali kran i uređaji za zavarivanje; staza spuštaljke je u vertikalnoj ravnini blago zakrivljena (min. radius 1 200 m) i na kraju spuštaljke upravo dodiruje more, koje je na tom mjestu 6 m duboko (cijev je kod povlačenja u more dodirnula morsko dno na udaljenosti 180 m i na toj nepoduprtoj dužini se prognula sa minimalnim radiusom 1 500 m);

— u udaljenosti 14,5 km od obale, u smjeru budućeg izliva, spušten je u more (koje je na tom mjestu 200 m duboko) kotveni sistem ukupne težine 70 tona; prema grubom računu taj kotveni sistem može da izdrži vuču 450 tona;

— za kotveni sistem pričvršćeni su plutača i kolotur, preko koga je zategnuto čelično uže promjera 5 cm, čija su obadva kraja produžena prema obali; ukupna dužina zateznog užeta iznosi blizu 2 × 14 = 28 km, ali ono nije od jednog komada ni svuda jednake debljine, već je nastavljeno na devet mjesta, a promjer užeta je u smjeru od mora prema obali smanjen od 5 cm na 3,2 cm; na sastavima je uže pridržavano plutačama, na koje su bili učvršćeni koloturi;

— izrađene su »saonice« od armiranog betona težine 28 tona; zadatak je saonica da za vrijeme ugradbe cijevi drže čelo cijevi u konstantnoj udaljenosti 30 m od dna mora; osim toga preko njih se prenosila vučna snaga od vitla na cijevi; prije uvlačenja u more saonice su bile obješene na dva pontona promjera 1,5 m i dužine 5,5 m, pa je rezultirajući negativni uzgon saonica za vrijeme ugradbe cijevi iznosio samo 230 kg; po dovršenom polaganju cijevi pontoni su odvezani i izvučeni na obalu, a saonice su ostale u moru, da posluže kao završna kotva položene cijevi.

Prva operacija na ugradnji cijevi sastojala se u tom, da su traktorom prevučene »saonice« do samog ruba vode (saonice su preteške, da bi se mogle transportirati po spuštaljki za cijevi), gdje su one zavarivanjem na kraju jedne cijevi 180 m duge i zajedno sa cijevi (čiji je otvor provizorno zatvoren čepom) odvučene oko 180 m u more, tako da je sad poslijednji otvor cijevi bio na rubu vode. Na tu prvu cijev zavarena je još jedna cijev i zatim je sve skupa odvučeno u more za još oko 255 m, pomaknuto u poprečnom smjeru točno u os spuštaljke i povučeno natrag za toliko, da je cijev sa svojim zadnjim krajem ležala 75 m na spuštaljki.

Daljnji rad vršen je mnogostrukim ponavljanjem iste operacije. Sa skladišta cijevi dovaljana je po podložnim kladama jedna cijev dužine 180 m do u produženu os spuštaljke, spuštena na pripremljene vagonete i prevežena na spuštaljku do već položene prve cijevi. Zatim je sa skladišta dovaljana još jedna cijev i gurnuta do prethodne. Cijevi su poravnate tačno u smjer osi spuštaljke i zavarivanjem dvaju spojeva spojene između sebe i sa cijevi, koja se već djelomično nalazi u vodi. Zatim je vitlom s lađe povučena cijela cijev za 360 m u more. Dok se poslije toga na suhom vršilo prevlačenje pete i šeste cijevi dužine 180 m i zavarivanje spojeva, lađa s vitlom povukla se za 360 m prema pučini i pripremila za daljnje vučenje cijevi i t. d. Tako je uz pažljivu kontrolu uzgona cijev klizila niz blagu kosinu dna oceana sve dalje, dok nije bilo na svom mjestu svih 11 km cijevi.

Rad svih zaposlenih ekipa (lađara, vitla, zavarivača, osoblja, koje je vršilo kontrolu spojeva x-zrakama, i t. d.) bio je koordiniran pomoću radio veze iz komandnog tornja podignutog na obali. Jedan helikopter održavao je stalnu vezu između obale i lađe s vitlom i služio je za prenošenje sitnijeg materijala i rukovodećeg osoblja.

Kad je svih 11 km cijevi odvučeno u more, spušteno je prvih 1 800 m cijevi uz obalu u morski pijesak na dubinu 1 do 5 m. U plićim dijelovima vršen je iskop pijeska ispod cijevi pomoću patentiranog stroja mlazom vode i zraka, tako da je cijev samo sjedala.

Dio cijevi, koji nije ukopan, pričvršćen je za dno mora pomoću 29 kotvi, smještenih na svakih 150 m. Svaka kotva se sastoji od dva betonska bloka veličine 120/105/75 cm, spojena lancem. Polaganje kotvi su kontrolirali ronioci.

B. P.

PONUDE ZA TURBINE NA NIAGARI

(Engineering News-Record, New York, juli 1957.)

Uprava za energiju države New York nije čekala da budu definitivno izglasana zakonska ovlaštenja o tom, da se nova elektrana na slapovima Niagare (koja će imati instaliranu snagu od 1,8 mil. kW i stajati 600 miliona dolara) gradi uz angažiranje države, nego je, da bi uštedjela na vremenu, već ranije pristupila pripremnim radovima (bušenjima, izmjerama i t. d.), a u junu 1957. i raspisivanju licitacije za dobavu 13 Francis turbina po 200 000 ks, uz pad 96 m. Stigle su dvije ponude, jedna na 20,4, a druga na 20,6 miliona dolara. Ponude se ispituju i očekuje se, da će turbine

biti naručene odmah čim se u Senatu izglasa Zakom o davanju ovlaštenja Saveznoj energetskoj komisiji, da može izdati licenciju državi New York.

Primj. prevodioca: Prema najnovijem novinskim vijestima čini se, da je Zakon o ovlaštenjima prošao i kroz Senat, s time da se vlasnicima djelomično srušene stare elektrane (vidi »Građevinar« broj 5/1956) osigura odgovarajući kontingent električne energije. Time je dugogodišnja borba između pristaša i protivnika državnog angažiranja riješena kompromisom.

B. P.

PROCURILA ZEMLJANA BRANA U COLORADU

(Engineering News-Record, New York, august 1957.)

Na zemljanoj brani, koja zatvara akumulaciju Terrace na rječici Alamosa Creek, pritoci Rio Grande, pojavila se potkraj jula 1957. god. pukotina na visini 21 m ispod krune brane. U času nezgode rezervoar je bio posve napunjen (njegov kapacitet iznosi 22 miliona m^3 vode). Voda, koja je procurivala, raskvasila je nizvodnu petu brane i prouzrokovala klizanje oko 3 500 m^3 zemlje. Uplašeni stanovnici jednog nizvodnog gradića (njih 400) izbivali su 2 dana iz svojih kuća.

Kako su sve akumulacije na području Rio Grande nizvodno na dužini od 400 km bile pune (zahvaljujući rekordnom snijegu u protekloj zimi), prijetila je u slučaju sloma brane velika opasnost velikom području. Odmah se pristupilo snižavanju nivoa vode u rezervoaru ispuštanjem 26 m^3/sec kroz temeljne ispuste. Uzrok nezgode se još ne zna, dok ne bude nivo vode dovoljno snižen i brana detaljno pregledana.

Brana je 180 m duga, 51 m visoka, a u kruni 5 m široka. Građena je 1911.—12. god., i tada je to bila najveća brana, koja je nasipana hidraulički. Uzvodna strana je obložena nasipom od kamena. Uzvodna kosina iznosi 2 : 1, a nizvodna 2,5 : 1. Akumulirana voda služi za natapanje 6 000 ha zemljišta.

U Coloradu ima 2 800 brana, i poslije ove nezgode izjavio je guverner države Colorado, da ih treba sve pregledati. Međutim, glavni inženjer državnog ureda nadležnog za nadzor, koji se slaže s time, da bi trebalo brane pregledati svake godine, rekao je da sedam inženjera iz njegovog ureda nije u stanju to obaviti, a osim toga da bi bilo teško unapred utvrditi mjesto potencijalne nezgode. *B. P.*

KONDICIONIRANJE ZRAKA U AUTOMOBILIMA DOK STOJE KOD EKSPRESNIH RESTORANA

(Engineering News-Record, New York, juli 1957.)

Najnoviji »drive-in« restoran u gradu Las Vegas ne samo da poslužuje automobiliste sa hranom i pićem, dok oni sjede u svojim kolima, kao što to rade ostali restorani te vrste, već istodobno vrši i kondicioniranje zraka u automobilima.

Centralno postrojenje za kondicioniranje zraka smješteno je na krov restorana. Oko cijele zgrade izvedena je konzolna nadstrešnica, sa čijeg stropa na razmacima, koji odgovaraju širini jednog automobila, vise savitljive cijevi, koje se gurnu kroz prozor kola i dovode u njih svjež zrak. Otvor cijevi uperi se prema plafonu automobila, da svjež zrak ne bi strujao direktno na putnike.

B. P.

Iz društva građevinskih inženjera i tehničara N R Hrvatske

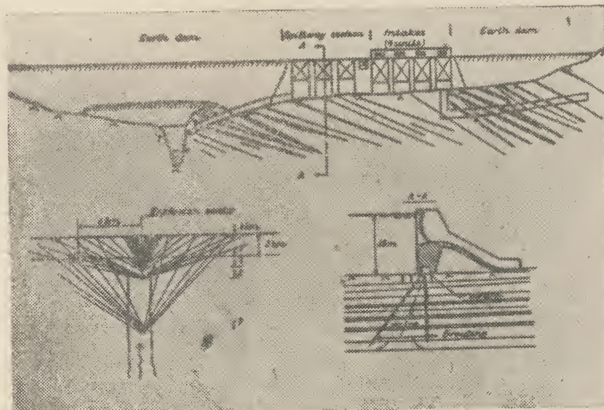
GEOMEHANIKA U ŠVEDSKOJ

(Predavanje dr. ing. B. Löfquista održano u Društvu građevinskih inženjera i tehničara u Zagrebu, dne 18. IX. 1957.)

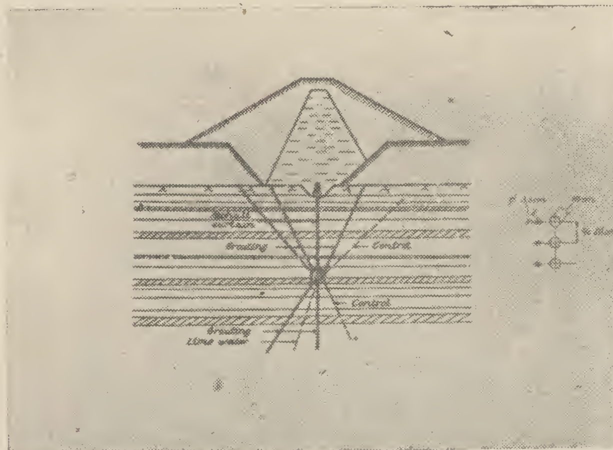
Dne 18. novembra odazvao se našem pozivu ekspert Ujedinjenih Nacija gospodin Dr. Ing. Bertil Löfquist, glavni građevinski inspektor Uprave za energetiku Švedske, te je održao jedno vrlo zanimljivo predavanje. Govorio je o četiri teme i to:

1. Injektiranje stijena topivih u vodi,
2. Izgradnja zemljanih nasipa ugradnjom plastičnog materijala,
3. Mjerenje pornog tlaka u modelu nasipa primjenom električne analogije i
4. Klizište Surte na rijeci Göta u Švedskoj.

Temeljnu stijenu u Švedskoj sačinjava uglavnom granit i gnajs, pa malo čudno zvuči tvrdnja, da u tom materijalu postoje teži problemi za injektiranje. U prvom dijelu predavanja Dr. Löfquist je dao jedan takav primjer.



Slika 1



Slika 2

Jednom eksplozijom magme u stijeni gnajsa stvorena je čunjasta zona raspucanog materijala, u kojem su pukotine debljine od nekoliko mm do 2 m ispunjene magmom specijalnog sastava. Rastresena zona proteže se u veću dubinu, do nekoliko kilometara. Magma sadrži preko 50% krečnjaka topivog u vodi, te ga je voda tokom vremena ispirala. Nakon ispiranja magma je prešla u montmorilonitnu šupljikavu glinu. Ovakve su pojave vrlo rijetke u svijetu, te je do sada konstatirano slično samo na poluotoku Kola u SSSR-u i u Kimberley-u u Južnoj Africi.

Na rubu opisanog lijevka (sl. 1.) izgrađena je jedna brana, pa je zbog propusnosti terena trebalo izvršiti

injektiranje. Do sada poznate metode nisu bile primijenjive zbog specifičnih uslova, te je ovo pitanje riješeno na jedan posve originalni način.

Kako je domet injekcione mase u glini vrlo malen izvedene su ispod brane dvije tanke nepotpune injekcione zavjese, i među njih tlačena voda zasićena vapnom. Voda je tlačena pod pritiskom nešto većim od pritiska gornje vode, te je prema tome mogla teći u uzvodnom i nizvodnom smjeru. Na taj način je spriječeno proticanje normalnoj vodi kroz pukotine, a s time i daljnje ispiranje vapna. S druge strane vapnena voda taloži vapno i time postepeno smanjuje propusnost.

Krila brane izvedena su kao zemljani nasip ispod kojeg je također trebalo injektirati. Ovdje nije bio primijenjen opisani način, nego je upotrebljen bitumen. U sistemu cijevi nalazi se bitumen pod pritiskom, koji nadomještava materijal koji protočnu vodu ispire. Ovdje se prema tome ne radi o uobičajenom načinu injektiranja, već tu bitumen stoji u cijevima pod pritiskom i iz njih izlazi tek kada voda ispere stanoviti dio materijala i time učini mjesto bitumenu. Ova je tekuća barijera do sada već oko 2 godine u stalnom pogonu. Za pogon uređaja koji miješa i tlači vodu, izgrađena je uz branu mala elektrana, koja troši oko polovicu vodne količine koja bi se gubila bez ove zavjese. Šematski prikaz ovog načina rada prikazan je u slikama 1 i 2.

U drugom dijelu svog predavanja dr. Löfquist je iznio kratki historijat gradnje nasutih brana u Švedskoj. Prve brane imale su sistem sa tankim betonskim zidom u sredini nasipa. Ovaj je zid međutim već za vrijeme nasipavanja dobivao pukotine uslijed nepovoljne dinamike opterećivanja samim nasipom, uslijed kojih je dolazilo do pucanja. Velika naprezanja, do 200 kg/cm², nastojalo se ublažiti posebnim konstrukcijama (na pr. zglobom u podnožju), ali bez naročitog uspjeha sa statičke ili ekonomske strane. Betonska jezgra se oblagala slojem gline, da se spriječi gubitak vode kroz pukotine, te je postepeno razvijena glinena jezgra, a betonska jezgra je sasma napuštena (godine 1940—1951).

Za gradnju glinom potrebno je strogo održavanje stanovitih uslova, naročito propisane vlažnosti. Klimatski uvjeti međutim jako otežavaju rad na ugradnji pod ovakvim režimom, jer je vrijeme vrlo kišovito, pa nije moguće održavati propisanu vlažnost. Zbog toga se kod manjih nasipa pokušalo raditi sa vlažnošću većom od optimalne, i bez uobičajenog zbijanja ježevima i valjcima. Predavač je prikazao nekoliko dijagrama koji karakteriziraju materijal ugrađen pod ovakvim uslovima u odnosu na materijal koji je zbijen po Proctoru. Dolazi se do zaključka, da se konkretni materijal (radi se o morenskom materijalu) može ugrađivati vrlo vlažan, a da se postignu zadovoljavajuće zapreminske težine. Zbijanje se vrši samo traktorom gusjeničarom. Slijeganje je mnogo veće nego li kod uobičajenog načina ugradnje, ali se završava u roku od godine dana, t. j. praktički za vrijeme same gradnje. Primjenom ove metode ugradnje potpuno je eliminiran uticaj kiše, te je na gradilištima ovako izvedenih brana (izvedeno ih je oko 17), rad vršen neprekidno, bez obzira na kišu. Ova metoda se zbog znatnog slijegavanja može primijeniti samo kod manjih nasipa, dok za veće brane ne dolazi u obzir.



Slika 3



Slika 4

Treći dio predavanja bila je jedna informacija o uređaju za merenje pornog tlaka u modelu nasipa, primjenom električne analogije. Na pojedinim mjestima su u modelu ugrađeni električni kondenzatori, koji odgovaraju mjernim dozama u nasipu. Ovaj uređaj daje vrijedne podatke o pornoj vodi već za vrijeme same gradnje, a naročita mu je vrijednost u tome, što se mogu istovremeno pratiti pojave prostrujavanja vode i konsolidacije.

Četvrti i zadnji dio predavanja bio je prikaz klizišta u mjestu Surte na rijeci Göta u Švedskoj. Klizanje je nastalo na terenu s vrlo blagim pokosom, u vrlo kratkom vremenskom intervalu. O ovom se interesantnom klizištu dosta raspravljalo, a posljedice klizanja vide se na slikama 3 i 4.

Uz sl. 3 dao je predavač ovaj komentar: »U vrijeme pokreta tla cestom je prolazio jedan kamion i možete si zamisliti zaprepaštenje šofera, kad je vidio da mu preko ceste prelazi — kuća«. Predavač misli da je do pokreta tla na tom mjestu došlo uslijed arteškog pritiska vode ispod glinenog pokrivača.

Predavanje na engleskom jeziku bilo je popraćeno nizom dijapozitiva, a prijevod bio je vršen za vrijeme samog predavanja, tako da su svi slušači mogli pratiti tok izlaganja. Posjet je bio dobar i cijelo se predavanje može smatrati uspjelim.

Ing. Zdenko Eiler

Bibliografija

NAŠE GRAĐEVINARSTVO — god. XII., br. 1, januar 1958, Beograd: Kuzmanović: Teorija plastičnosti i zavarene konstrukcije. — Miovčić: Upoređenje varijanata na pruzi Sarajevo—Ploče. —- Nešović: Anhidritni cement. — Đurđević: O današnjim tehničkim mogućnostima savlađivanja dejstva raskvašenihzemljišta i živog peska u slabijem sloju. — Zloković: Analiza i primer konstruktivnog uobličavanja velikih prostora.

CESTE I MOSTOVI — god. V., br. 12, prosinac 1957, Zagreb: Dabić: Fundiranje na šipovima, II. dio. — Rukavina: Modernizacija ceste br. 7. — Praktična znanja za cestare. — Bonači: Problemi gradskog motornog i pješačkog saobraćaja u Zagrebu



